

Analisi sperimentale della durabilità degli interventi di consolidamento sulle murature

Original

Analisi sperimentale della durabilità degli interventi di consolidamento sulle murature / Grazzini, Alessandro. - STAMPA.
- (2004).

Availability:

This version is available at: 11583/2303637 since: 2020-02-26T11:14:03Z

Publisher:

Politecnico di Torino

Published

DOI:

Terms of use:

openAccess

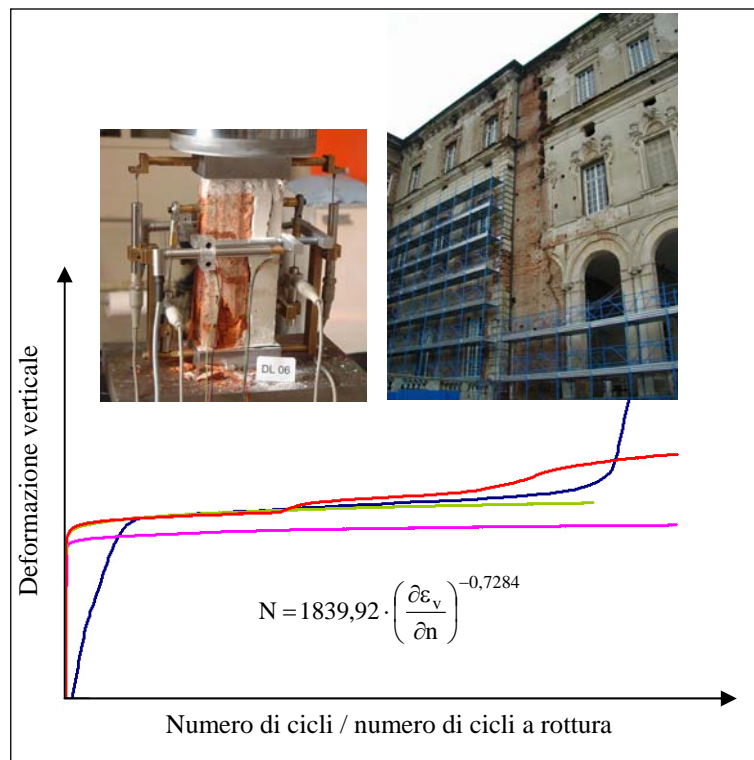
This article is made available under terms and conditions as specified in the corresponding bibliographic description in the repository

Publisher copyright

(Article begins on next page)

Alessandro Grazzini

Analisi sperimentale della durabilità degli interventi di consolidamento sulle murature



Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture
Politecnico di Torino

Alessandro Grazzini

Analisi sperimentale della durabilità degli interventi di consolidamento sulle murature

Tesi per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca
XVII Ciclo (A.A. 2002 – 2003 – 2004)



Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture
Politecnico di Torino

Dicembre 2004

Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture
Politecnico di Torino
10129 Torino, Italy
Tutore: Prof. Pietro Giovanni Bocca
Coordinatore: Prof. Alberto Carpinteri

Ringraziamenti

Il primo doveroso ringraziamento è rivolto, con infinita riconoscenza, al Prof. Pietro Bocca, per aver sempre creduto in me e per avermi dato la grande e bellissima opportunità di lavorare nel settore in cui nutro maggiore passione.

Con altrettanta riconoscenza desidero ringraziare la Dott.ssa Josie Dalla Colletta e il Dott. Roberto Guazzetti di Finpiemonte per aver finanziato tutte le ricerche di questi anni di dottorato, frutto di una importante convenzione nata anche grazie alla collaborazione della Direzione Beni Culturali della Regione Piemonte.

Un grazie di cuore ai miei genitori che mi sono sempre stati vicini, senza il loro supporto difficilmente avrei raggiunto questi traguardi, e a tutti gli amici che mi hanno incoraggiato nel corso di questi anni.

Un ringraziamento particolare va agli amici e colleghi del back-office Progetto “La Venaria Reale” per la bellissima esperienza umana e professionale che sto condividendo insieme a loro.

Per il prezioso supporto tecnico nell’esecuzione delle sperimentazioni ringrazio Vincenzo Di Vasto, per la sua grande pazienza ed esperienza, e la Prof.ssa Paola Marini che gentilmente ha messo a disposizione la strumentazione per i cicli di gelo-disgelo.

Desidero altresì dedicare questo lavoro a Marco Crotti, con cui ho avuto la fortuna di condividere una parte importante di questi studi.

Sommario

Il consolidamento del patrimonio architettonico rappresenta oggi una delle più importanti attività nel campo dell'edilizia, in particolare del recupero strutturale di edifici storici, alla luce del degrado cui sono spesso abbandonati e degli eventi sismici che hanno colpito l'Italia negli ultimi anni. Questi fabbricati, data la loro vetustà, necessitano di interventi di ripristino radicali, eseguiti di solito con tecniche che si avvalgono sempre più dei nuovi prodotti che il mercato delle costruzioni offre. Tuttavia la sperimentazione di un nuovo materiale si riduce spesso a verificare solo quale sia la resistenza ultima, scavalcando completamente tutti i fattori relativi alla sua durabilità nel tempo e all'interazione con i materiali preesistenti.

Nell'analisi del comportamento delle strutture murarie e dei materiali che le compongono assume sempre maggiore importanza lo studio dell'evoluzione nel tempo delle caratteristiche meccaniche e deformative, le quali possono essere influenzate sia dalle condizioni di carico agenti sia da quelle ambientali, con particolare attenzione nel recupero strutturale con materiali innovativi, a cui si aggiunge il problema della durabilità del complesso supporto-rinforzo.

Il Laboratorio Prove non Distruttive del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica del Politecnico di Torino ha da anni avviato un filone di ricerca attraverso una importante convenzione, stipulata con la Direzione Beni Culturali della Regione Piemonte, sul tema "*Studio della qualità delle applicazioni dei materiali innovativi negli interventi di consolidamento nei manufatti storici*". La ricerca è finalizzata allo studio sperimentale del comportamento a lungo termine dei materiali costituenti le murature, con particolare attenzione all'interazione meccanica tra laterizio storico e nuove malte consolidanti.

Nonostante il largo impiego e la grande varietà di malte sul mercato, a tutt'oggi manca un riferimento valido a procedure sperimentali normalizzate che forniscano criteri di valutazione dell'efficacia del prodotto nel tempo, nonché criteri di progetto e di controllo dell'intervento. L'uso di prodotti o tecnologie non adeguati al supporto originario può infatti compromettere l'intero intervento, e addirittura incrementare il danneggiamento della struttura.

Scopo di questa ricerca è perfezionare una metodologia, di tipo prevalentemente sperimentale, da utilizzare in laboratorio come fase preliminare alla progettazione di ogni intervento strutturale, per pre-qualificare le malte consolidanti e dare un giudizio sul loro comportamento e sull'affinità a lungo termine, quando applicate alle murature storiche. Tale procedura, di limitata durata, consente di scegliere già in laboratorio, da un ventaglio di alternative, il prodotto

più consono alle caratteristiche meccaniche del materiale storico, fornendo utili indicazioni sulle prestazioni a lungo termine del binomio supporto-rinforzo, ed evitando errori nella scelta di materiali non meccanicamente compatibili tra loro.

La scelta della tipologia dei provini, dei metodi di prova e le analisi elaborate nel corso della sperimentazione non hanno come finalità la simulazione, tramite modelli analitici, del comportamento della struttura muraria nel suo complesso; bensì sono mirate alla pre-qualificazione di un prodotto consolidante applicato al supporto in laterizio, confrontandone le caratteristiche, valutandone il grado di interazione e studiandone il comportamento a fatica, tramite l'evoluzione di alcuni parametri deformativi in accordo con recenti modelli di danneggiamento.

Nel Capitolo 1 si analizzano criticamente le più comuni tecniche di consolidamento delle murature mediante malte. Attraverso un'attenta ricerca bibliografica sulle principali sperimentazioni è stato possibile valutare i punti critici legati all'interazione e i limiti di impiego di queste metodologie, la cui applicazione avviene spesso senza un'approfondita conoscenza delle problematiche connesse alla complessità delle strutture murarie storiche.

Il Capitolo 2 offre una panoramica sulle principali teorie del danneggiamento dei materiali costituenti le murature, con particolare attenzione alle previsioni sulla vita a fatica del materiale sottoposto a carichi ciclici. Alcuni parametri di queste teorie sono stati utilizzati per l'analisi dei risultati sperimentali.

Nel Capitolo 3 sono riportati i principali risultati di precedenti sperimentazioni, condotte presso il Laboratorio Prove non Distruttive, sul comportamento a fatica di laterizi e malte.

Nel Capitolo 4 è descritta la strumentazione e la tipologia dei provini.

Il Capitolo 5 illustra la filosofia di indagine e i risultati della sperimentazione oggetto della tesi, condotta per sviluppare una nuova metodologia di valutazione a fatica delle malte consolidanti su murature. Lo studio è consistito in prove statiche, prove cicliche di fatica, prove gelo-disgelo, prove termo-igrometriche su provini singoli e misti laterizio storico-malta, in grado di fornire una buona panoramica sull'evoluzione del danneggiamento nel tempo dei materiali.

Il Capitolo 6 infine riporta le conclusioni del lavoro, in cui si analizzano le prestazioni a lungo termine dei materiali testati e le potenzialità della nuova metodologia applicata.

Abstract

Nowadays, one of the most significant activities in the building sector in Italy is the consolidation of the architectural heritage, with special regard to the structural strengthening of historical buildings requiring radical restoration works, whether because of their extreme conditions of deterioration or due to the damage suffered during the seismic events that hit Italy in recent years. Restoration works are generally carried out with techniques using some of the new materials that are generated incessantly by the market for building products. As a rule, the tests conducted on these newly developed materials are limited to assessing their ultimate strength, overlooking all the factors to do with their long-term durability and their interaction with pre-existing materials.

In the analysis of the behaviour of masonry structures and their constituent materials, an ever greater importance must be attached to the long-term evolution of their mechanical and deformation characteristics, which can be affected both by loading conditions and by environmental factors; this applies in particular to structural restoration works performed by means of innovative materials, in which the durability of the combination of the two materials - original support plus strengthening mortar - should also be taken into due account.

The Non-Destructive Testing Laboratory of the Department of Structural Engineering and Geotechnique of the Politecnico di Torino has been conducting for several years a research program by means of an important convention, stipulated with the Direzione Beni Culturali of Regione Piemonte, on the topic “*Study about the quality of the applications of the innovative materials in the strengthening interventions in the historical buildings*”. The research is directed to the experimental study of the long-term behaviour of masonry materials, and in particular, the mechanical interaction between historical brickwork and modern mortars.

Despite the great variety of mortars currently available on the market and their widespread use, to this day no standardised testing procedures or criteria for the evaluation of a product's effectiveness over time have been developed, and no design and control criteria for such works have been defined. The use of products and technologies not compatible with the original support, in fact, may jeopardize the entire intervention or even worsen the conditions of damaged structures.

The purpose of this research is to define a methodology, primarily of an experimental nature, to be used in the laboratory as a preliminary step in the design of any structural intervention, in order to pre-qualify the strengthening mortars and

formulate a judgment on their long-term behaviour and compatibility with historical masonry. Such a testing procedure, which can be completed in the laboratory over a brief period of time, makes it possible to select from a limited number of options the product best in keeping with the mechanical characteristics of the historical material, and to obtain valuable indications on the long-term performance of the original support/strengthening material combination, thereby avoiding the risk of combining mutually incompatible materials.

Aspects such as specimen type, testing methods, the analyses to be performed on the test results, have not been defined with a view to simulating, through analytical models, the behaviour of a masonry structure as a whole; rather, the goal is to define a procedure for pre-qualifying the strengthening products to be applied to the masonry by comparing their characteristics, assessing the degree of interaction and studying their fatigue behaviour based on the evolution of a number of deformation parameters according to recent damaging models.

A critical analysis of the techniques used most widely for the consolidation of brickwork with the addition of mortars is provided in Chapter 1. From a careful study of the literature on the main testing methods, it proved possible to assess the critical factors associated with the interaction between the original support and the material added, and to evaluate the utilisation range of these methodologies, which are often employed without a thorough knowledge of the problems associated with the complexity of historical masonry structures.

Chapter 2 provides an overview of the main theories regarding the damaging processes taking place in masonry materials, with special regard to the prediction of the fatigue behaviour of materials exposed to cyclic loads. Some of the parameters of such theories have been used in the analysis of test results.

Chapter 3 summarises the main results obtained in earlier testing campaigns conducted at the Non-Destructive Testing Laboratory on the fatigue behaviour of bricks and mortars.

Chapter 4 describes the instrumentation and the typology of the pieces.

Chapter 5 illustrates the philosophy and the results underlying the tests performed to develop a new methodology for the assessment of the fatigue behaviour of the mortars applied to the masonry structures to be restored. The study consisted of static tests, cyclic fatigue tests, freezing-thawing tests, thermo-hygrometric tests on single test pieces and mixed historical brickwork-mortar specimens, so as to provide an exhaustive overview of the evolution of damages in the materials over time.

Finally, Chapter 6 contains the conclusions of the study and an analysis of the long-term performance of the materials tested and the potential of the new methodology employed.

Indice

Ringraziamenti	I
Sommario	III
Abstract	V
Indice	VII
1 Analisi degli interventi di consolidamento su murature storiche	1
1.1 Introduzione	1
1.2 Tecniche di consolidamento delle murature	3
1.2.1 Consolidamento delle murature mediante iniezioni	5
1.2.2 Consolidamento delle murature mediante intonaco armato	8
1.2.3 Consolidamento delle murature mediante rinforzo dei giunti	12
2 Il danneggiamento dei materiali costituenti le murature: aspetti teorici-applicativi	15
2.1 Introduzione	15
2.2 Danno e vita a fatica	16
2.2.1 Prove sperimentali di fatica del conglomerato compresso	18
2.3 Time and cycle dependent damage	25
2.4 Modello unificato di meccanica del danneggiamento	28
2.5 Comportamento a fatica: analisi dello stato deformativo	29
2.6 Modelli di danneggiamento per calcestruzzo e murature	36
2.7 Effetti di carichi di lunga durata su antiche murature	40
3 Il comportamento a fatica di laterizi e malte	45
3.1 Introduzione	45
3.2 Laterizio	46
3.2.1 Comportamento a carico statico	49
3.2.2 Comportamento a carico ciclico	56
3.3 Malte	65
3.3.1 Comportamento a carico statico	65
3.3.2 Comportamento a carico ciclico	68
4 Campagna sperimentale: strumentazione e materiali	77
4.1 Introduzione	77
4.2 Malte consolidanti	77
4.3 Confezionamento dei provini	81
4.3.1 Provini singoli materiali	81
4.3.2 Provini misti laterizio-malta	83
4.4 Determinazione delle caratteristiche meccaniche	85
4.4.1 Strumentazione adottata	85

4.4.2 Macchina di prova materiali	85
4.4.3 Sensori di misura	85
4.4.4 Sistema di amplificazione e condizionamento del segnale	90
4.4.5 Sistema di acquisizione dati	90
4.5 Determinazione delle caratteristiche termo-igrometriche	91
4.5.1 Strumentazione adottata	91
4.5.2 Forno	91
4.5.3 Bollitore	91
4.5.4 Estensimetro meccanico	91
4.5.5 Cella frigorifera per prove gelo-disgelo	93
4.5.6 Determinazione del coefficiente di assorbimento d'acqua per capillarità	93
4.5.7 Determinazione dell'assorbimento d'acqua mediante bollitura	94
4.5.8 Determinazione del coefficiente di dilatazione termica lineare	94
5 Risultati campagna sperimentale	95
5.1 Caratterizzazione dei singoli materiali	95
5.1.1 Prova a flessione, compressione e modulo elastico	95
5.1.2 Prove termo-igrometriche	98
5.2 Materiali accoppiati	104
5.2.1 Prove statiche preliminari	104
5.2.2 Prove gelo-disgelo e successive prove statiche	105
5.2.3 Prove cicliche	107
5.2.4 Confronto prove statiche di compressione pre e post gelività e cicliche	131
5.2.5 Valutazione del degrado e previsione di rottura	134
5.3 Considerazioni finali	138
6 Conclusioni	141
6.1 Obiettivi raggiunti	141
6.2 Valutazioni finali	142
Bibliografia	147

Capitolo 1

Analisi degli interventi di consolidamento su murature storiche

1.1 Introduzione

Il recupero degli edifici storici si presenta come operazione molto delicata e complessa, in quanto i nuovi materiali consolidanti, non ancora sufficientemente testati a lungo termine, possono interagire negativamente con quelli preesistenti nelle murature o con i loro composti. Nel caso di un'interazione negativa, l'intervento di consolidamento può tramutarsi in un peggioramento, poiché l'effetto di alcune reazioni determina rigonfiamenti, distacchi, fessurazioni delle malte applicate per il restauro o delle boiacche iniettate per il rinforzo delle murature.

Alcuni interventi di recupero hanno evidenziato le carenze di una progettazione che, pur basata su un'approfondita verifica mediante modelli di calcolo molto raffinati, ha ignorato invece il problema della durabilità e della compatibilità meccanica tra materiali, la cui scelta, basata in passato su regole empiriche del buon costruire e sull'esperienza diretta, è ora spesso demandata dal progettista all'industria produttrice, ed è comunque riferita alle caratteristiche del materiale al momento dell'impiego. Il mercato offre oggi prodotti consolidanti sempre più innovativi, dalla composizione complessa e dalle prestazioni sempre più alte, tralasciando tutti i problemi relativi alla futura coesistenza nel tempo con l'antico materiale originario della muratura.

La stessa normativa, in Italia come negli altri Paesi Europei, non richiede molte informazioni sulla durabilità dei materiali, con riferimento all'ambiente, alle condizioni statiche di utilizzo e alla possibile incompatibilità tra materiali diversi.

Non è infatti infrequente il caso di edifici storici che, dopo una apparente “rivitalizzazione”, in seguito al restauro o al consolidamento delle murature abbiano subito un degrado talvolta più intenso di quello in atto prima dell’intervento.

I recenti eventi sismici che hanno interessato l’Umbria e le Marche hanno messo in evidenza come anche edifici in muratura recentemente consolidati abbiano subito danni notevoli, dovuti principalmente ad una scarsa attenzione nella progettazione (scelta della tecnica e dei materiali più opportuni) e nell’esecuzione dell’intervento.

Esiste perciò ancora poca chiarezza tecnica, concettuale e culturale sull’impiego di materiali moderni nelle costruzioni antiche. Spesso si procede ad interventi su complessi storici con criteri che riprendono la cultura dei materiali moderni, modellando gli edifici secondo schemi resistenti che non sono propri di strutture costruite in tempi diversi, dando luogo a comportamenti ibridi difficilmente prevedibili, e perciò incapaci di controllarne l’efficacia e soprattutto la durabilità.



Figura 1.1 – Facciata principale della Reggia di Venaria Reale

Nei paragrafi seguenti saranno analizzate le principali metodologie di intervento strutturale su murature storiche mediante l'utilizzo di malta, che rappresenta uno dei più comuni materiali di restauro, di cui il mercato delle costruzioni produce molteplici tipologie con differenti caratteristiche meccaniche. Lo scopo è di analizzare criticamente queste tecniche, grazie anche ai risultati di sperimentazioni di laboratorio che ne hanno testato l'efficacia e i criteri di scelta.

1.2 Tecniche di consolidamento delle murature

La grande varietà tipologica delle murature, sia a livello morfologico (tessitura e sezione) che costitutivo (materiali di varia natura), non consente un impiego generalizzato dei prodotti consolidanti. La diffusa tendenza alla semplificazione ha portato a criteri di verifica e di intervento applicati in modo acritico a diverse realtà: l'utilizzo della tecnica di iniezione e/o di intonaci rinforzati in murature giudicate deboli, il sistematico rinforzo di volte in muratura e solai in legno con cappe armate, l'uso di barre di rinforzo, ecc...



Figura 1.2 – Esempio di rinforzo di una volta con cappa cementizia armata

Anche se ognuna delle tecniche richiamate può avere efficaci impieghi, tuttavia non è possibile accettarne il sistematico utilizzo senza una preventiva indagine sull'adeguatezza di determinate applicazioni e sull'effettiva necessità d'uso. Il terremoto del 1997 in Umbria e nelle Marche ha messo in evidenza alcuni fallimenti legati alla mancanza di conoscenza sul comportamento strutturale e dei materiali in casi significativi che riguardano soprattutto interventi su edifici in pietra (Benedetti et al., 1982; Garavini, 1990; Baratta et al., 1997).

L'intervento può avere efficacia solo se è rispettoso dell'esistente, deve perciò avvenire con materiali compatibili fisicamente, chimicamente e meccanicamente con quelli originari. Di qui l'esigenza fondamentale di eseguire una serie di indagini preliminari (in laboratorio e in situ), che dovrebbero entrare nell'abitudine del buon progettista ed essere effettuate sempre a monte dell'intervento progettuale (Rilem, 1996 and 1997; Gucci and Barsotti, 1997; Binda and Saisi, 2002; Carpinteri and Lacidogna, 2003; Lourenço, 2004). Prima di decidere la tecnica e il materiale consolidante da impiegare, sarebbe opportuno eseguire una serie di test sulla struttura muraria, per valutare l'applicabilità della tecnica più idonea al caso in esame; successivamente testare in laboratorio una rosa di materiali consolidanti scelti, per valutarne la compatibilità con la struttura storica da rinforzare (Vacchiano et al. 2004). Infine controllare in situ l'efficacia dell'intervento (Valluzzi et al., 2002). Tali indagini hanno la finalità di evitare reazioni chimiche e incompatibilità con il materiale esistente, nel caso di ristilatura dei giunti, iniezioni di miscele strutturali, sostituzione di mattoni nella tecnica del cuci-scuci. I nuovi materiali non riusciranno mai a raggiungere un'unità di comportamento con quelli originari, tuttavia non dovranno arrecare danni maggiori. Infatti differenze notevoli nelle prestazioni meccaniche possono portare nel tempo a indebolimenti locali o generali della struttura, in particolar modo nelle sollecitazioni sismiche dove la differenza di rigidità viene denunciata chiaramente (Offenstein, 1985).

Le tecniche di consolidamento possono interessare direttamente il recupero dei materiali (iniezioni, ristilatura dei giunti, sostituzioni locali di mattoni, ecc..), oppure l'intera struttura mediante riparazione, aggiunta e/o sostituzione di elementi strutturali (Tassios, 1988; Olivito, 2003).

Solo di recente si è iniziato a capire che l'attuazione indiscriminata di interventi pesanti può provocare danni agli edifici, soprattutto in zona sismica, non solo ai caratteri storico-architettonici, ma anche all'economia.

Di seguito si analizzano alcuni esempi delle principali tecniche di intervento consolidante mediante malte, evidenziandone pregi, difetti, e soprattutto le più utili destinazioni d'uso in funzione delle loro prestazioni.

1.2.1 Consolidamento delle murature mediante iniezioni (grout injection technique)

Questa tecnica consiste nell'iniettare nelle murature, a valori di pressione variabili da caso a caso, una malta che, saturando i vuoti, consolida la struttura. L'utilizzo di miscele di tipo inorganico (cementi e calci) o di tipo organico (resine polimeriche) è molto comune, specialmente in zone sismiche (Zarri, 1993), con la finalità di restituire continuità e aumento di resistenza a murature antiche molto disomogenee, a più strati mal connessi, con vuoti e materiali incoerenti. Tuttavia le conoscenze relative all'efficacia di tale tecnica sono ancora limitate, e sono molte le variabili da prendere in considerazione per raggiungere una perfetta progettazione ed esecuzione dell'intervento. Per orientarsi nella scelta delle miscele d'iniezione, tra le molte disponibili in commercio, se ne devono valutare i requisiti reologici e le caratteristiche di compatibilità chimica, fisica, meccanica e termica col supporto da consolidare, al fine da rendere massima la durabilità dell'intervento. Per questo i punti essenziali per una corretta progettazione della miscela da iniezione dovrebbero essere la preliminare conoscenza della muratura da consolidare (materiali, percentuale di vuoti, loro dimensione e distribuzione) e, successivamente, la caratterizzazione delle proprietà reologiche e meccaniche della miscela, attraverso prove da effettuarsi in situ e in laboratorio.

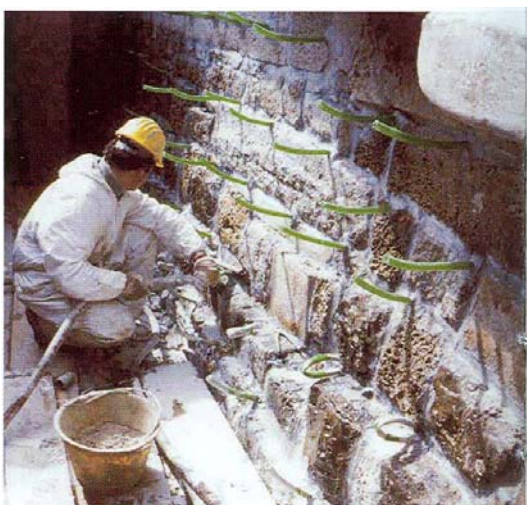


Figura 1.3 – Esempi di iniezioni su murature

Preliminarmente va perciò analizzata la sezione muraria, valutandone il grado di iniettabilità. Infatti è opinione comune che murature molto disomogenee, eseguite con riempimenti irregolari, siano “a sacco” e quindi i vuoti possano essere riempiti dalle iniezioni (Binda and Saisi, 2002). Un’indagine condotta su 250 sezioni murarie ha invece dimostrato che, proprio in alcune murature apparentemente deboli, i vuoti possono essere presenti in bassa percentuale, tale da rendere nulla la iniettabilità. Le murature non sono iniettabili se i vuoti non superano una certa percentuale e sono comunicanti.

Deve essere inoltre scelta la giusta miscela, con caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche compatibili con la muratura storica. Lo studio della curva granulometrica va condotto con molta attenzione poiché l’eventuale differenza di dimensione dei vuoti presenti nella muratura può compromettere l’efficacia dell’intervento: infatti la miscela può penetrare faticosamente nei vuoti piccoli rispetto alle sue dimensioni granulometriche, oppure nel caso contrario, l’iniezione di un materiale troppo fine in grandi vuoti può indurre segregazione e conseguente contrazione (Del Piero, 1983; Defez, 1990; Russo Spena et al., 1995).

Anche le procedure di esecuzione hanno un notevole peso nella perfetta riuscita dell’intervento: scelta del numero e della distribuzione degli iniettori, valore di pressione, durata di esecuzione. La pressione deve essere sufficientemente bassa per evitare il ristagno di aria dentro i vuoti.

Come è possibile intuire, anche se la tecnica è largamente utilizzata, sono ancora molte le ricerche da condurre per studiare i frequenti problemi di fluage e ritiro della malta, la durabilità e il deterioramento del materiale dovuto alle condizioni ambientali, il grado di adesione con la muratura preesistente. Deve inoltre essere valutata attentamente l’efficacia in termini di incremento di resistenza e variazione di deformabilità della struttura muraria consolidata (Binda and Baronio, 1989).

Dopo l’intervento, attraverso l’uso di ultrasuoni o di martinetti piatti, può essere valutata l’efficacia dell’iniezione direttamente sulla struttura, provando se c’è stato o meno un consistente aumento di resistenza e di densità di materia.

Risultati di recenti sperimentazioni (Zarri, 1992; Diotallevi and Zarri, 1992; Valluzzi et al., 2004) hanno dimostrato un incremento del 40% della resistenza di una muratura consolidata con iniezioni di malta di calce, un incremento del valore del modulo elastico del 30%, un incremento consistente delle deformazioni verticali e orizzontali, e un decremento di quelle trasversali, le quali confermano l’efficacia dell’iniezione nel ridurre la dilatazione, causa principale del distacco degli strati murari nelle pareti “a sacco”. Una significativa dilatazione del campione di muratura in prova avviene infatti a valori di tensione 10 volte maggiori rispetto al campione non consolidato (figura 1.4). L’efficacia è dimostrata dal grado di

omogeneizzazione che l'iniezione ha conferito alla struttura muraria originariamente incoerente.

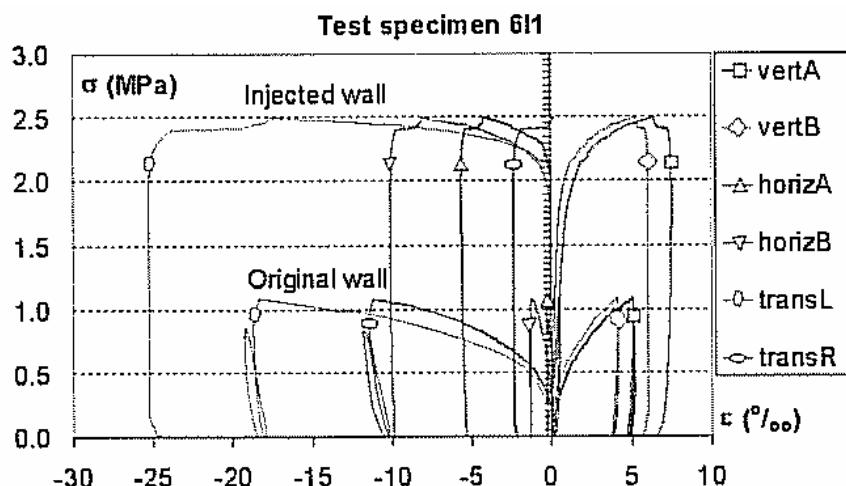


Figura 1.4 – Diagramma tensioni-deformazioni prima e dopo l'intervento di iniezione

Altre sperimentazioni (Binda and Baronio, 1989), condotte attraverso prove di durabilità in condizioni climatiche avverse (cicli gelo-disgelo, cristallizzazione), hanno comunque messo in luce i possibili inconvenienti dovuti alla presenza di sali nella muratura e agli effetti delle variazioni termiche stagionali. La presenza di solfati nelle murature, di alluminati di calcio idrati e di silicati all'interno delle malte consolidanti, e la presenza di umidità può favorire anche dopo l'intervento la formazione di ettringite e thaumasite, i cui effetti si manifestano rispettivamente con aumento di volume e disgregazione della malta, con conseguente fessurazione e indebolimento della struttura muraria appena consolidata (Collepari, 1989).

Le miscele organiche (resine polimeriche) sono dotate di un'ottima fluidità, adatta all'iniezione in fessure sottili, e di buone caratteristiche di resistenza chimica e ritiro. Per contro, presentano comunque difficoltà legate sia all'aspetto economico (alto costo), sia alla non sperimentata garanzia di durabilità. Le resine hanno inoltre una bassa resistenza agli stress termici e possono dar luogo a reazioni esotermiche dannose per la muratura; presentano scarsa resistenza al fuoco e difficoltà di adesione in caso di umidità. Dal punto di vista meccanico esse sono caratterizzate da valori di resistenza e rigidità troppo elevati, che possono favorire squilibri nella risposta strutturale della muratura consolidata (Valluzzi et al., 2002). In particolare, deve essere attentamente valutato il comportamento deformativo

(variazione del modulo elastico, coefficiente di dilatazione termica, creep, ecc...) sotto diverse condizioni climatiche (l'azione del gelo comporta un aumento di rigidità e di fragilità del materiale) e di carico di lunga durata. (Binda and Baronio, 1989).

I cementi sono ricchi di costituenti reattivi che possono attivare fenomeni espansivi e fessurativi. Le calce hanno invece proprietà fisiche (densità, permeabilità al vapore, ecc..) che garantiscono alle murature una migliore traspirabilità e alla miscela una migliore capacità di riempimento delle cavità. Dal punto di vista meccanico le resistenze a compressione e le rigidità delle miscele a base di calce indurita hanno ordini di grandezza, rispetto alle miscele cementizie, confrontabili con quelle delle murature esistenti (Valluzzi et al., 2002).

1.2.2 Consolidamento delle murature mediante intonaco armato (jacketing)

La tecnica, anch'essa molto diffusa, si basa sulla posa sulle due superfici murarie di una rete elettrosaldata, sulla quale viene poi gettato un intonaco a base di cemento e sabbia, e, tramite collegamenti trasversali tra le due pareti, si ottiene un rinforzo e un irrigidimento dell'intera struttura muraria. Anche in questo caso grande attenzione deve essere posta sulla scelta della curva granulometrica più idonea, nonché sugli additivi, per prevenire fenomeni di ritiro e per migliorare l'adesione con la parete (Coleca et al., 1983).



Figura 1.5 – Applicazione dell'intonaco armato

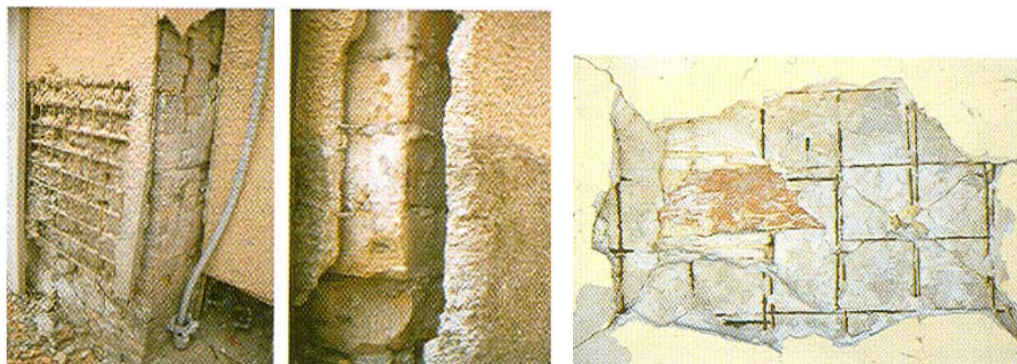


Figura 1.6 – Distacco betoncino per mancanza connettori, espulsione intonaco

L'intervento può dimostrarsi non efficace nel caso di murature a più strati, molto disomogenee e con presenza di pietre, dove non è possibile realizzare una buona collaborazione tra le paretine armate, a causa della difficoltà di eseguire regolarmente l'inserimento dei connettori, provocando la separazione (figura 1.6) e lo strappo tra le pareti di muratura (Binda et al., 1991).

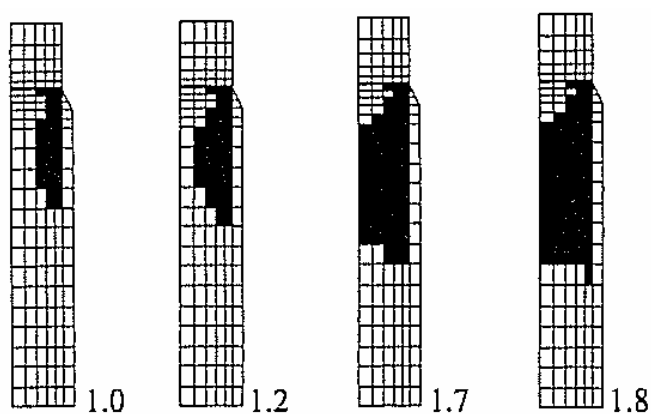


Figura 1.7 – Evoluzione della zona di plasticizzazione per muri alti

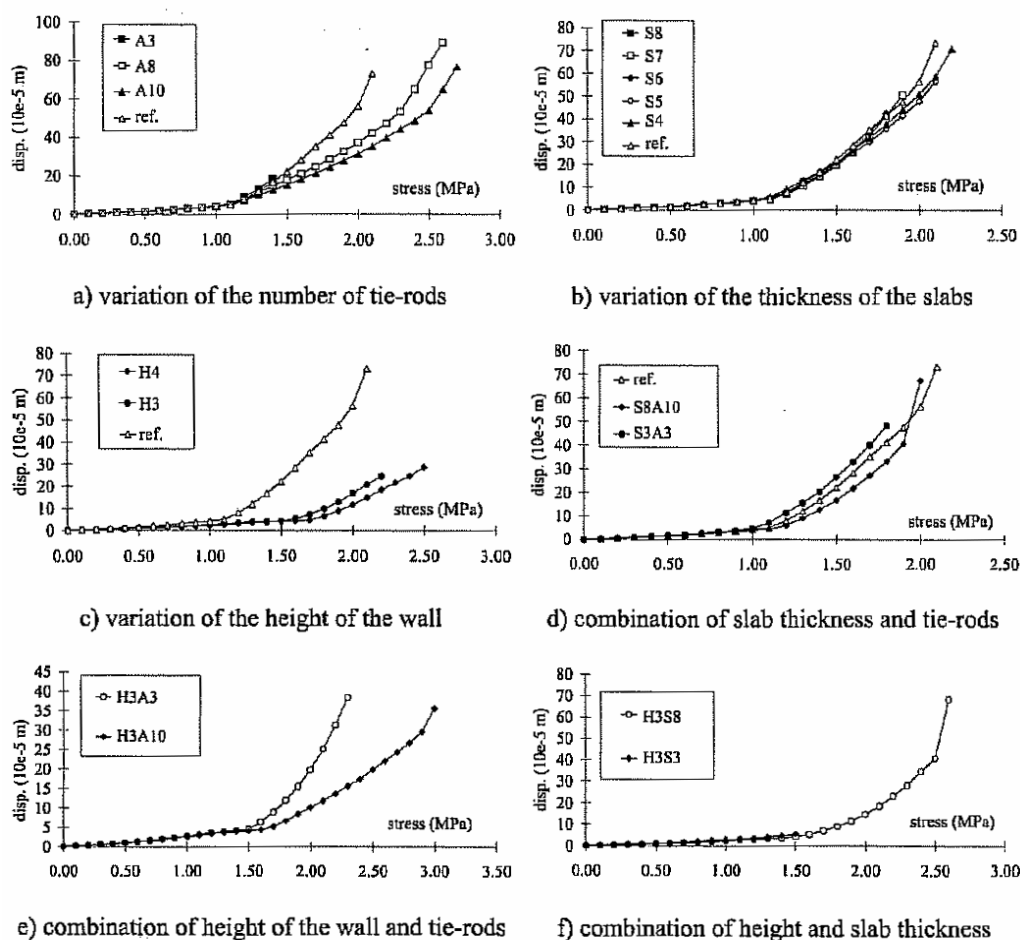


Figura 1.8 – Risultati della simulazione numerica con diverse ipotesi di intervento

Una ricerca basata su risultati sperimentali e sulla simulazione numerica FEM (Valluzzi et al., 2002) ha messo in luce come siano molteplici i parametri che possono influenzare la buona riuscita dell'intervento: spessore della paretina armata, quantità del rinforzo, distribuzione e diametro dei connettori. In particolare l'analisi numerica ha dimostrato come l'efficacia di questa tecnica sia strettamente dipendente da meccanismi locali, all'interfaccia tra i due materiali. Le pareti murarie molto alte, per esempio, hanno un buon comportamento se rinforzate con un intonaco armato in cui le barre di connessione tra le due superfici sono

distribuite in maniera più fitta nella zona alta e bassa, rispetto a quella centrale. Anche lo spessore dell'intonaco gioca un ruolo importante: per pareti alte si può usare un intonaco spesso, viceversa per pareti più basse è consigliato uno spessore minore, al fine di evitare un collasso per instabilità (figure 1.7-1.8).

Sempre attraverso l'analisi agli elementi finiti è stato possibile valutare l'effettivo incremento di resistenza offerto dal sistema consolidante: la parete muraria originaria raggiunge la plasticizzazione per carichi modesti, mentre per quella consolidata si registra un incremento di resistenza e la plasticizzazione avviene nelle vicinanze delle barre di connessione (figura 1.9).

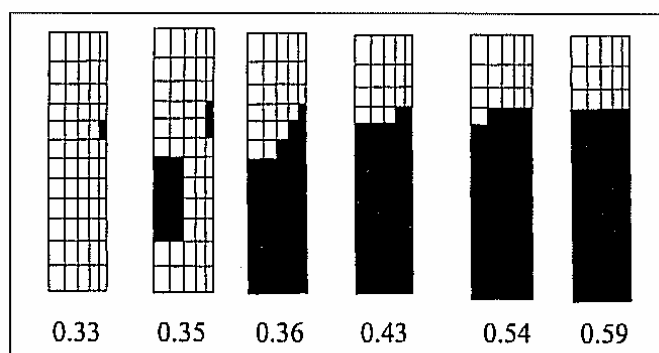


Fig. 6 – Plastic zone evolution of the original wall (stresses in MPa).

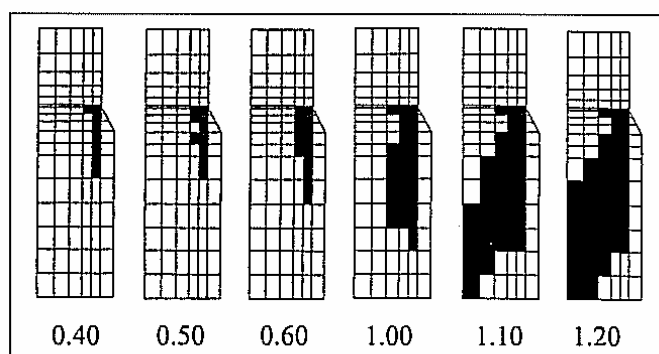


Fig. 7 – Plastic zone evolution of the consolidated wall (stresses in MPa).

Figura 1.9 – Diversa evoluzione della plasticizzazione per muro originale e consolidato

1.2.3 Consolidamento delle murature mediante rinforzo dei giunti (reinforcement in bed joints)

La tecnica è stata recentemente proposta per contrastare il danneggiamento di antiche strutture murarie molto massive (torri, pilastri, muri), soggette prevalentemente a elevati pesi propri, la cui influenza a lungo termine (*time-dependent phenomena*) ha generato un danneggiamento diffuso (*creep damage*) con molteplici fessurazioni verticali, nonché un livello molto alto di deformazione, tali da favorire un improvviso collasso. La presenza di sollecitazioni cicliche come vento, escursioni termiche e termo-igrometriche, sismi possono indebolire maggiormente per fatica queste strutture già gravemente sollecitate (Saisi et al., 2004).

Il metodo si basa sul rinforzo dei giunti orizzontali della muratura tramite inserimento di piccole barre d'acciaio (o FRP) e ristilatura della malta, al fine di confinare le dilatazioni, causate dalle alte tensioni di compressione agenti sulla struttura, e migliorare l'adesione tra i vari strati del paramento murario "a sacco" (figura 1.11).



Figura 1.10 – Posizionamento longitudinale delle barre lungo i giunti di malta

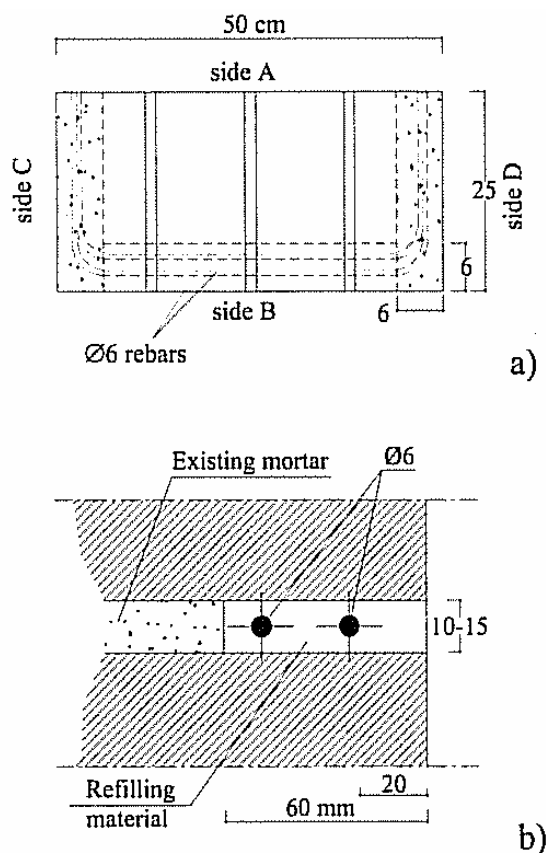


Figura 1.11 – Sezione orizzontale (a) e verticale (b) di una sezione muraria consolidata

Diverse sperimentazioni di laboratorio (Valluzzi et al., 2004) hanno dimostrato come il solo intervento di rinforzo dei giunti su una muratura danneggiata non sia sufficiente a incrementarne la resistenza ed effettuare un completo consolidamento statico, in quanto l'azione di questa tecnica offre prevalentemente una riduzione delle deformazioni verticali e orizzontali, senza nessun incremento considerevole del carico di rottura. Tale tecnica può comunque essere applicata insieme alle iniezioni per effettuare un completo consolidamento della struttura.

Anche in questo caso una simulazione numerica agli elementi finiti ha permesso di ricavare maggiori informazioni sui valori delle sollecitazioni all'interno della struttura consolidata: grazie alla presenza delle piccole barre d'armatura, il modello numerico registra una significativa riduzione delle tensioni tangenziali (- 40%).

Capitolo 2

Il danneggiamento dei materiali costituenti le murature: aspetti teorici-applicativi

2.1 Introduzione

Ogni materiale, se soggetto ad un carico ciclico, raggiunge uno stato di crisi per una intensità della sollecitazione applicata minore di quella che causa la rottura per carico monotono. Questo fenomeno è dovuto alla fatica del materiale, definita come un processo irreversibile di danneggiamento dei materiali esposti a cicli di tensione variabile nel tempo con un livello pari a quello di servizio. La fatica evidenzia perciò un decadimento anche delle caratteristiche macroscopiche di resistenza e, soprattutto, di deformabilità del materiale. L'entità di tale decadimento dipende da numerosi parametri come l'ampiezza e il numero di cicli di carico, il loro valor medio e la frequenza.

La rottura per fatica si presenta come uno stato limite ultimo particolare, molto insidioso in quanto è prodotto dai carichi di servizio. Pertanto risulta fondamentale il suo studio, sia a livello teorico che sperimentale, con la finalità di meglio interpretare i meccanismi e il livello di danneggiamento che il fenomeno può generare tanto nel singolo materiale quanto nella loro combinazione. Scopo di questo capitolo è fornire una panoramica sulle principali teorie del danneggiamento dei materiali da costruzione: alcune riguardano il calcestruzzo, e possono essere estese anche al caso delle malte considerando l'analogia di comportamento; altre riguardano le murature. Particolare attenzione è posta alla previsione sperimentale della vita utile del materiale sottoposto a carichi ciclici, tramite l'analisi dello stato deformativo.

2.2 Danno e vita a fatica

Il fenomeno della fatica si manifesta per gradi successivi: il materiale si deteriora prima di raggiungere il collasso, evidenziando una progressiva variazione delle sue proprietà fisiche. Il problema principale è la conoscenza del grado di danneggiamento, per poter determinare la sicurezza e la durabilità di una struttura. Dai numerosi studi teorici e sperimentali si ricavano informazioni utili alla definizione di indici di danno in grado di valutare la vita a fatica (Surendra and Sushil, 1970; Calzona and Dolara, 1996; Sorace, 1996; Krajcinovic, 1996; Jernberg et al., 1997; Ding, 1997).

Il principale indice per rappresentare il fenomeno è il danno D , un parametro scalare adimensionale che è funzione del numero di cicli e del valore delle tensioni massime.

In un solido danneggiato si isola un elemento di volume finito, sufficientemente grande da tenere conto delle eterogeneità del materiale; se S è l'area di una sezione, individuata dalla normale n , ed S^* è l'area resistente effettiva piena, la differenza S_D :

$$S_D = S - S^* \quad (2.1)$$

è l'area totale dell'insieme delle fessure. Si può definire con:

$$D_n = \frac{S_D}{S} \quad (2.2)$$

la misura meccanica del *danno locale* relativo alla direzione n , e si può introdurre il concetto di tensione effettiva, σ^* differente dalla tensione nominale $\sigma = F / S$.

Nel caso tridimensionale di danno isotropo, il rapporto S / S^* non dipende dall'orientamento della normale n e l'operatore $1 - D_n = 1 - D$ si applica a tutte le componenti.

Un materiale elastico lineare unidimensionalmente danneggiato può essere rappresentato con:

$$\sigma^* = \frac{F}{S^*} = \frac{F}{S - S_D} = \frac{F}{S \cdot (1 - D_n)} = \frac{\sigma}{(1 - D_n)} \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_e = \frac{\sigma^*}{E} = \frac{\sigma}{(1 - D) \cdot E} \quad (2.4)$$

che si può modificare in:

$$\sigma = \varepsilon_e \cdot E^* \quad (2.5)$$

dove:

$$E^* = E \cdot (1 - D) \quad (2.5a)$$

può essere interpretato come il modulo di elasticità del materiale danneggiato.

La legge di danno più semplice è stata proposta da Palmgreen e Miner, come accumulazione lineare:

$$D = \sum_1^s \frac{n_i}{N_i} \quad (2.6)$$

dove:

n_i = numero di cicli effettuati per l'i-esimo stress-block di range $\Delta\sigma_i$;

N_i = numero di cicli a rottura per lo stesso $\Delta\sigma_i$;

s = numero degli stress-block di uguale ampiezza.

Si raggiunge la rottura per fatica quando $D=1$.

Gli stress-block si presentano anche con ampiezza variabile e in ordine random, ma possono essere sostituiti da un ridotto numero di stress-block. Ogni stress-block rappresenta un certo numero di cicli di ampiezza costante. Secondo Wohler, alla rottura del materiale:

$$D = \frac{N}{c} \cdot \Delta\sigma^k \quad (2.7)$$

con K e c costanti del materiale.

Questo metodo è stato utilizzato dalle normative dell'acciaio, ma si è visto che l'ipotesi di danneggiamento lineare non è valida per i calcestruzzi. Si sono infatti riscontrate sia previsioni eccessivamente cautelative sia previsioni per difetto. In particolare, quando la sequenza dei cicli è tale che blocchi di cicli di livello $\Delta\sigma_i$ elevato seguono blocchi di cicli di livello $\Delta\sigma_i$ inferiore, la relazione risulta conservativa, mentre non lo è quando la sequenza è invertita.

Altre prove più recenti con storie di carico casuali hanno evidenziato un danneggiamento superiore a quello previsto dalla legge (2.7).

Il comportamento del materiale non è quindi indipendente dall'ordine di applicazione dei blocchi di sollecitazione (figura 2.1), ma dimostra effetti di "allenamento" e fenomeni di shock (Venu Madhava Rao et al., 1996).

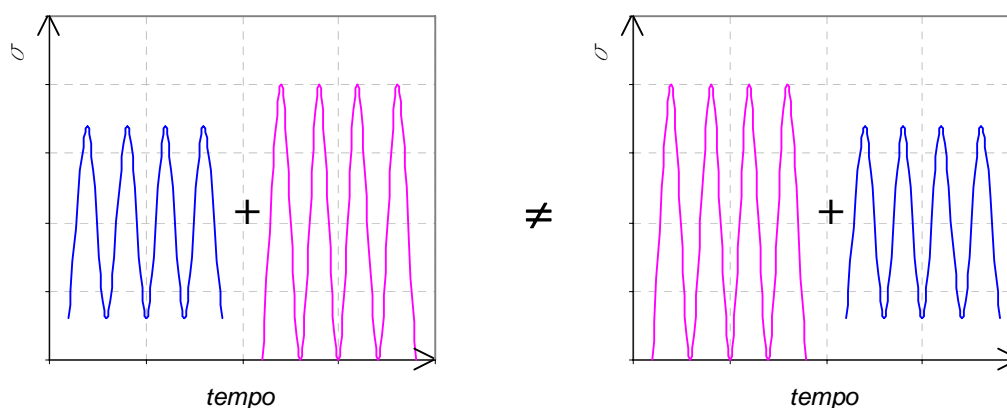


Figura 2.1 - Effetto sequenza

Sulla base di questi risultati l'ipotesi di Palmgreen-Miner è stata modificata con:

$$\sum_1^k \frac{n_i}{N_i} = \omega \quad (2.8)$$

in cui $\omega < 1$ è una costante.

La rassegna critica di tali espressioni evidenzia una forte dipendenza dagli esponenti e dalle costanti utilizzate, ma tutte individuano a favore di sicurezza il valore del danno (D) e permettono di semplificare le complesse storie di carico random con blocchi a range isotensionale.

Ricavato il valore di D, risulta immediata la valutazione della vita a fatica, definita come:

$$V = 1 - D. \quad (2.9)$$

2.2.1 Prove sperimentali di fatica del conglomerato compresso

In questo paragrafo si riportano per esteso i risultati delle sperimentazioni di laboratorio effettuate su provini in calcestruzzo sottoposti a cicli di carico pulsante del tipo HCF (High Cycle Fatigue), oltre 12 milioni di cicli.

Le prove sono state eseguite presso l'università "La Sapienza" di Roma (Calzona and Dolara, 1991) e fanno parte di un più ampio programma sperimentale che ha indagato su diversi aspetti del comportamento a fatica del conglomerato (compressione, trazione, aderenza, influenza della permeabilità). Nelle prove di

compressione l'intervallo di lavoro è stato mantenuto entro i valori di carico ordinari, pari a circa 1/3 della resistenza ultima per carichi assiali. I campioni (15x15x30.5 cm) sono stati realizzati con due diversi rapporti di acqua/cemento.

La prove di laboratorio presentate in precedenza hanno permesso di studiare in maniera scientifica il decadimento per fatica. L'insieme dei fenomeni riscontrati (accumulo di deformazione di tipo plastico, variazione di forma e di ampiezza del ciclo di isteresi, variazione del modulo E) ha suggerito lo sviluppo di un modello teorico per la descrizione del fenomeno e la previsione della vita utile del materiale.

Relazione sperimentale per la deformazione permanente ε_{cc} .

Sono state innanzitutto proposte delle leggi in grado di rappresentare la deformazione permanente ε_{cc} riscontrata nella sperimentazione fino a 10 milioni di cicli.

Il modulo di elasticità evidenzia, molto più di quanto si riscontri per la resistenza a compressione, un decadimento dovuto ai cicli di fatica in compressione. Balaguru propone una dipendenza del modulo elastico E_t dalle caratteristiche iniziali del materiale:

$$E_t = \frac{\sigma_{\max}}{\frac{\sigma_{\max}}{E_c} + \varepsilon_{cc}} \quad (2.10)$$

dove:

E_c = modulo di elasticità del materiale vergine;

ε_{cc} = deformazione permanente per fatica;

σ_{\max} = valore massimo della tensione di compressione.

La ε_{cc} viene ricavata grazie alla seguente relazione sperimentale:

$$\varepsilon_{cc} = 17.8 \cdot \Delta S_c \cdot S_{cm} \cdot N^{1/3} \cdot 10^{-6} \quad (2.11)$$

dove:

$\Delta S_c = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) / f_{ck}$ (stress range normalizzato);

$S_{cm} = \sigma_m / f_{ck}$ (valore normalizzato della tensione media del conglomerato);

N = numero dei cicli;

f_{ck} = resistenza caratteristica del conglomerato.

Il danno può essere espresso dall'indice di danno "D":

$$D = 1 - \frac{E_f}{E_c} \quad (2.12)$$

con E_f = modulo elastico finale;

al 1° ciclo: $E_f = E_c$

$D = 0$ danno nullo

al n-esimo ciclo: $E_f < E_c$: es. $E_f = 0.5E_c$; $D = 0.5$ danno 50%

al ciclo ultimo: $E_f = 0$

$D = 1$ rottura

Sostituendo si ha:

$$D = 1 - \frac{E_f}{E_c} = 1 - \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \varepsilon_{cc} \cdot E_c} \quad (2.13)$$

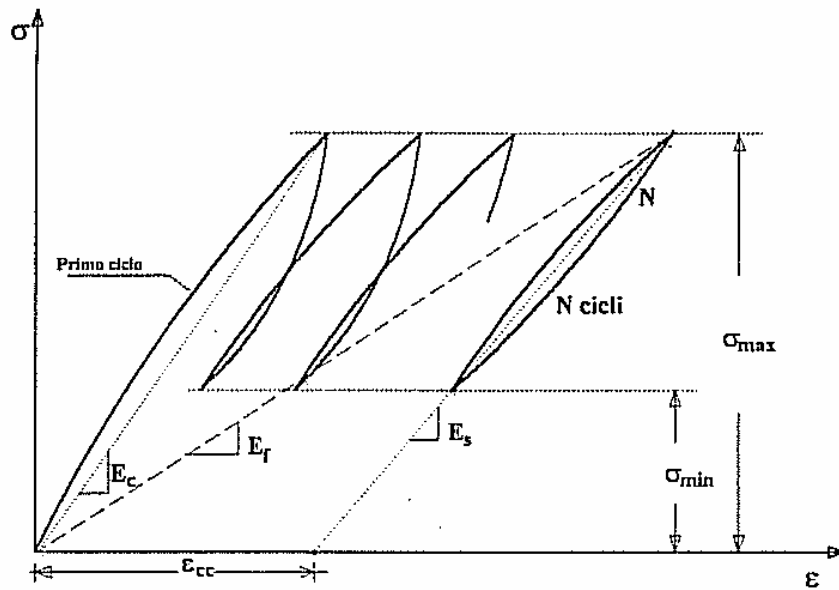


Figura 2.2 – Definizione dei principali parametri

Poiché tale espressione è stata ricavata in merito a prove di laboratorio su travi armate semplicemente appoggiate, sollecitate da due carichi ciclici concentrati e simmetrici, mentre nel caso trattato le prove sono state condotte su campioni prismatici di calcestruzzo semplice sottoposti a compressione, gli autori hanno calibrato l'espressione (2.11) sulla base dei propri risultati sperimentali. La soluzione che ha reso minimo lo scarto di errore è risultata la seguente:

$$\varepsilon_{cc} = 1.596 \cdot \Delta S_c \cdot S_{cm} \cdot N^{0.535} \cdot 10^{-6} \quad (2.14a)$$

Altre relazioni sono state poi ottenute dai dati effettivi delle prove di laboratorio, mediante un'analisi di regressione in termini di Log N e in termini esponenziali:

$$\varepsilon_{cc} = 3846 \cdot \Delta S_c \cdot S_{cm} \cdot \text{Log} N \cdot 10^{-6} \cdot 10^{-0,077} \quad (2.14b)$$

$$\varepsilon_{cc} = 1156 \cdot \Delta S_c \cdot S_{cm} \cdot e^{0,0097 \cdot \text{Log} N} \cdot 10^{-6} \quad (2.14c)$$

Infine sono stati riportati in un unico diagramma i dati sperimentali e le curve (2.14a), (2.14b), (2.14c) proposte, rilevando una sostanziale buona corrispondenza tra i risultati (figura 2.3).

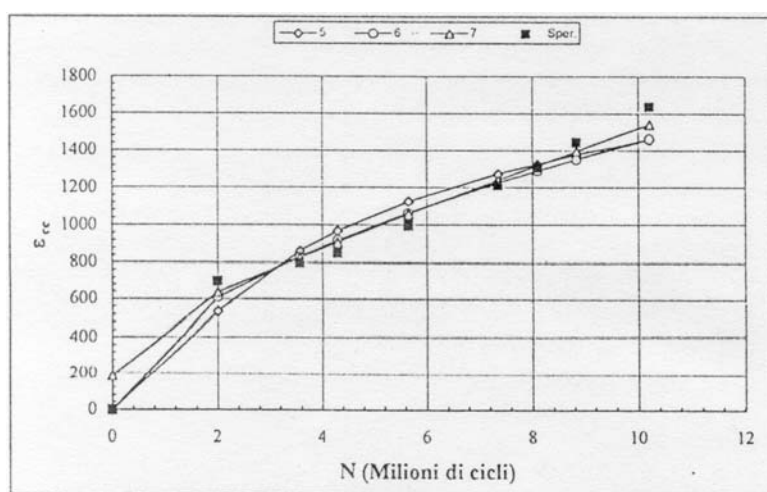


Figura 2.3 - Relazioni (2.14 a-b-c) proposte e sperimentazione di laboratorio

Modello per la valutazione della vita a fatica

Il modello per la valutazione della vita a fatica del calcestruzzo è stato elaborato valutando l'evoluzione sperimentale della risposta del materiale. Tutte le osservazioni sperimentali sono state diagrammate nel piano $\sigma - \varepsilon$ rappresentato in figura 2.4.

Si è ipotizzato che il cedimento per fatica avvenga quando il ciclo di isteresi fluttuante raggiunge il ramo discendente della curva limite, nel punto $N_{f=1}$. Per tenere conto del danneggiamento della microstruttura del calcestruzzo, che porterebbe ad un punto di collasso con minor numero di cicli ($N_{f=2}$), la curva di

involuppo limite è stata disegnata con un ramo cadente a maggiore inclinazione (linea tratteggiata).

Il comportamento sperimentale è stato tradotto in modello analitico attraverso le relazioni tensione-deformazione riportate di seguito.

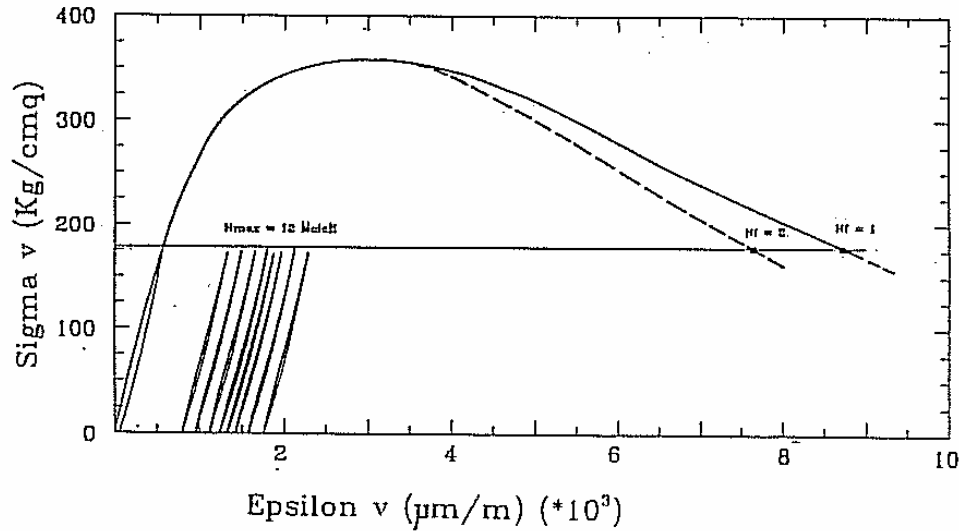


Figura 2.4- Evoluzione sperimentale della risposta del materiale

Si è definito, anzitutto, un sistema di riferimento (σ, ε) per la rappresentazione contemporanea del diagramma costitutivo del materiale e dei cicli d'isteresi (figura 2.5). La legge costitutiva del conglomerato è stata rappresentata dalla relazione:

$$\sigma_c = \frac{\frac{E_c}{E_{c1}} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{1 + \left(\frac{E_c}{E_{c1}} - 2 \right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \cdot f_{cm} \quad (2.15)$$

con

$E_c = 10^4 \cdot (f_{cm})^{1/3}$ = modulo tangente;

$\varepsilon_{c1} = -0,0022$;

$E_{c1} = f_{cm}/0,0022$ = modulo secante dall'origine al punto di picco f_{cm} ;

f_{cm} = tensione media di rottura a compressione;

fino al punto (ε_0, f_c) . Oltre tale punto, si è considerata una semiretta inclinata di $E_c/6$ che tiene conto della variazione della microstruttura interna del calcestruzzo.

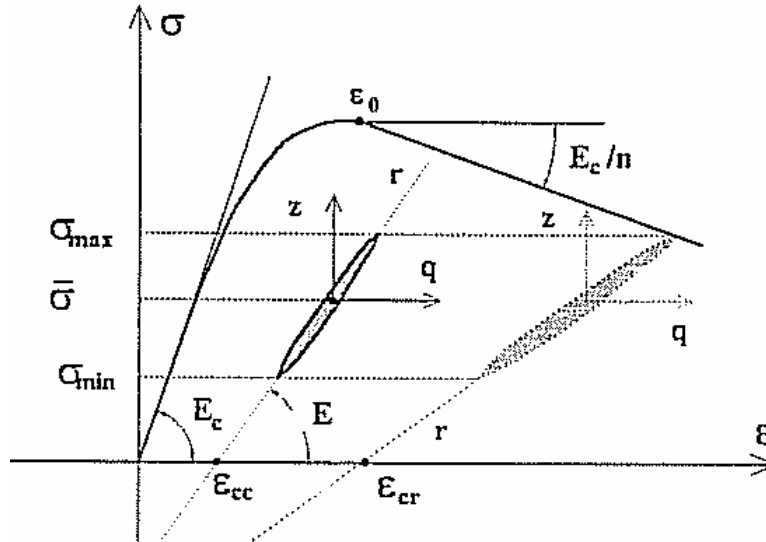


Figura 2.5 - Curva d'involuppo data dal diagramma costitutivo $\sigma - \varepsilon$ e ciclo d'isteresi con sistema di riferimento locale (z, q) ; inclinazione dell'asse del ciclo di isteresi E_{sec} ; modulo tangente all'origine E_c ; costante di inclinazione del ramo cadente n

Per la descrizione del comportamento di isteresi si è utilizzato un sistema di riferimento locale (z, q) , in modo da rappresentare ogni punto del ciclo con le coordinate normalizzate

$$z = \frac{\sigma - \bar{\sigma}}{f_c} \quad q = \varepsilon - \bar{\varepsilon} \quad (2.16)$$

dove $\bar{\sigma}$ e $\bar{\varepsilon}$ sono la tensione e la deformazione media istantanea (figura 2.5).

Si è adottata una regola di degrado semplificata assumendo che l'asse del ciclo di isteresi passi per alcuni punti comuni C_i (figura 2.6).

Con lo schema ricavato dalle leggi proposte (2.15) e (2.16) è stato possibile rappresentare il danno cumulato per fatica attraverso la sola deformazione permanente ε_{cc} , definita dall'intersezione della retta del ciclo r con l'asse delle ascisse ε ; per tale deformazione si è assunta la relazione:

$$\varepsilon_{cc} = 1.596 \cdot \Delta S_c \cdot S_{cm} \cdot N^{0.535} \cdot 10^{-6} \quad (2.14a)$$

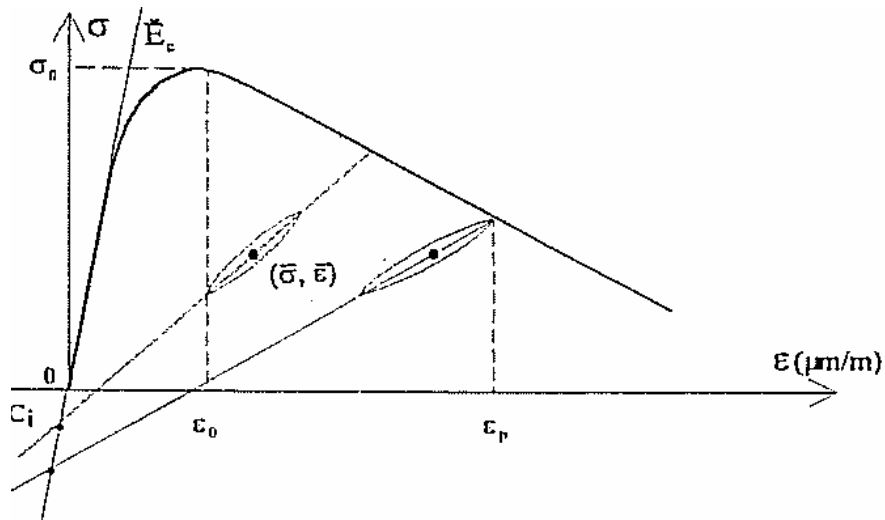


Figura 2.6- Curva del legame costitutivo e ciclo d'isteresi. Punti comuni C_i tra gli assi dei cicli e la tangente all'origine del legame costitutivo

Il danno, rappresentato dalla deformazione permanente ε_{cc} , cresce in modo monotono.

Come già detto, si è ipotizzato che la rottura per fatica avvenga quando il generico ciclo d'isteresi raggiunge la curva involucro del calcestruzzo e la deformazione ε_{cc} assume il valore limite ε_{cr} (Park, 1990).

Fissata questa condizione di collasso, il numero dei cicli ad essa corrispondenti, N_f , è stato individuato nella relazione di Park:

$$N_f = \frac{12\varepsilon_{cr}}{\left[\left(\frac{d\varepsilon_{cc}}{dN} \right)_1 + 4 \left(\frac{d\varepsilon_{cc}}{dN} \right)_2 + 2 \left(\frac{d\varepsilon_{cc}}{dN} \right)_3 + 4 \left(\frac{d\varepsilon_{cc}}{dN} \right)_4 + \left(\frac{d\varepsilon_{cc}}{dN} \right)_5 \right]} \quad (2.17)$$

con

N_f = numero di cicli a rottura;

ε_{cr} = deformazione permanente corrispondente alla rottura, determinata graficamente sulla curva $\sigma - \varepsilon$ (figura 2.7);

$d\varepsilon_{cc}/dN$ = incremento della deformazione permanente ε_{cc} col numero dei cicli, determinato in cinque punti equidistanti da 0 a ε_{cr} .

Dopo aver determinato graficamente il valore di ε_{cr} , i termini $d\varepsilon_{cc}/dN$, sono stati calcolati considerando 5 punti separati da uno stesso intervallo di deformazione fino a ε_{cr} :

$$d\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cr}/5.$$

Per ogni intervallo si è determinato, mediante la (2.14a), il corrispondente valore di dN e si è ricavato il rapporto $d\varepsilon_{cc}/dN$.

Inserendo nella (2.17) i 5 termini $d\varepsilon_{cc}/dN$ così calcolati è stato possibile definire N_f , ossia la vita a fatica del calcestruzzo.

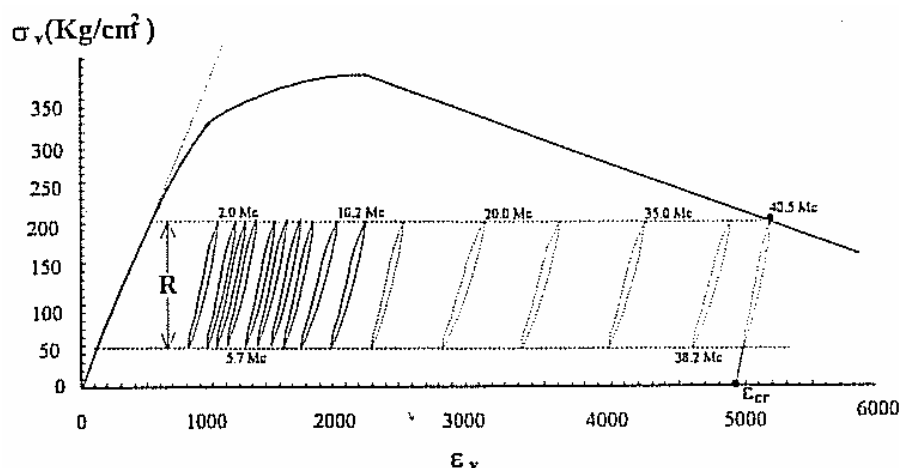


Figura 2.7- Valore di N_f = vita a fatica estrapolata da 10 Mcicli a rottura per fatica. I cappi d'isteresi tratteggiati sono estrapolati da quelli di laboratorio

2.3 Time and cycle dependent damage

In estensione a quanto già studiato da Calzona e Dolara nel precedente paragrafo, è interessante riprendere i risultati di altre campagne sperimentali consistenti in prove cicliche monoassiali ad alti livelli di carico su provini in calcestruzzo (Award and Hilsdorf, 1973; Buyukozturk and Tseng, 1984; Dyduch et al., 1994; Byong and Cheng-Tzu, 1998), le quali hanno messo in evidenza come in realtà il comportamento a fatica del materiale sia dipendente non solo dal numero di cicli, ma anche dal tempo di applicazione della sollecitazione ciclica.

Il danno sotto carichi ripetuti può pertanto essere separato in una componente *time dependent* e una componente *cycle dependent*, rispettivamente funzioni lineari del numero di cicli applicato e del tempo sotto tensione costante. Il danno totale nel materiale risulterà come somma algebrica delle due componenti.

L'accumulo di danno tempo-dipendente si verifica solo sotto una certa tensione-soglia σ_{sh} .

Il danno ciclo-dipendente D_N è espresso dalla seguente relazione:

$$D_N = \frac{n}{n_0} \quad (2.18)$$

con n = numero di cicli applicati

n_0 = numero di cicli a rottura per pura fatica (velocità di incremento delle tensioni $f^0 \rightarrow \infty$).

Assumendo l'ipotesi di accumulo lineare del danno, la componente tempo-dipendente può invece essere espressa da:

$$D_t = \frac{t}{t_u} \quad (2.19)$$

con t = tempo di applicazione del carico ad un livello costante di tensione σ .

$t_u = f(\sigma)$ = tempo di rottura sotto un costante livello di tensione σ .

La componente di danno tempo-dipendente, causata da un ciclo di carico, è espressa da:

$$D_{t1} = 2 \int_{\sigma_{sh}}^{\sigma_{max}} \frac{dt}{t_u} \quad (2.20)$$

Dopo n cicli sarà:

$$D_t = 2n \int_{\sigma_{sh}}^{\sigma_{max}} \frac{dt}{t_u} \quad (2.21)$$

Applicando il carico con variazione costante delle tensioni $d\sigma/dt = \beta$, la (2.21) diventa:

$$D_t = \frac{2n}{\beta} \int_{\sigma_{sh}}^{\sigma_{max}} \frac{d\sigma}{t_u} \quad (2.22)$$

Prove sperimentali hanno fornito l'espressione di t_u :

$$t_u = 240 \cdot \left(\frac{1 - \sigma}{\sigma/\sigma_s - 1} \right)^2 \quad (2.23)$$

con $\sigma_s=0.70$ e t_u espresso in minuti;

Sostituendo la (2.23) nella (2.22) e integrando si ottiene:

$$D_t = K_1 \cdot \frac{n}{\beta} \quad (2.24)$$

con $K_1=f(\sigma_s, \sigma_{max}, \sigma_{sh})$.

Il danno totale dopo n cicli sarà:

$$D_{tn} = D_n + D_t = \frac{n}{n_0} + K_1 \cdot \frac{n}{\beta} \quad (2.25)$$

Per definizione la rottura avverrà quando $D_{tn}=1$ e $n=n_{uc}$. E' perciò possibile ricavare la relazione per calcolare il numero dei cicli a rottura:

$$n_{uc} = \frac{n_0}{1 - K_1 \cdot \frac{n_0}{\beta}} \quad (2.26)$$

Nella (2.26) l'unico parametro non ancora definito è n_0 che può essere ricavato per via sperimentale utilizzando la stessa (2.26) conoscendo il numero di cicli a rottura per i provini sollecitati alle più veloci variazioni di tensione.

Le sperimentazioni (Dyduch et al., 1994) hanno altresì dimostrato come per livelli di carico ciclico superiori all'80% del valore di rottura statica il danneggiamento del calcestruzzo sia influenzato quasi esclusivamente dalla componente ciclo-dipendente (*cycle dependent damage*); al di sotto dell'80% la fatica del materiale diventa molto più sensibile agli effetti dipendenti dal tempo (*time dependent damage*).

2.4 Modello unificato di meccanica del danneggiamento

GangaRao, Lopez-Anido e Luciano (1996) hanno proposto un modello di danno per l'analisi dei fenomeni di deterioramento nelle costruzioni civili. Ciascun fenomeno di danneggiamento (corrosione, fatica, cicli gelo-disgelo ecc..) è considerato come una singola tipologia di danno, caratterizzata dai suoi effetti strutturali (tipo di deterioramento) e dalla sua evoluzione nel tempo. Per l'analisi delle interazioni tra differenti processi di deterioramento viene sviluppato un modello globale di danno rappresentabile in forma tensoriale (*damage tensor*), in cui ogni componente rappresenta una singola tipologia di danno.

Il danneggiamento locale (*local damage*) rappresenta l'effetto di un processo di deterioramento in un marco-elemento di un sistema strutturale; la sua evoluzione temporale è correlata ad un punto limite di servizio della struttura (*limit point of service*), identificabile con una condizione di stati limite di servizio (massima tensione o spostamento) definita in campo elastico (lineare o non lineare). Il danneggiamento all'interno di un macro-elemento è caratterizzato sia da una singola tipologia di deterioramento sia dalla combinazione di più tipologie, come componenti del tensore di danno, il quale riduce la matrice di rigidezza del macro-elemento. Attraverso tale modello è possibile predire lo stato limite globale della struttura, dovuto alla combinazione di più tipologie di danneggiamento locale.

Anche in questo modello il danno è rappresentato come riduzione della rigidezza del sistema in funzione del tempo. Sono introdotti due distinti modi di danneggiamento k e i attraverso i quali definire il parametro del danno $D_{ik}(t)$. Il primo sub-indice indica l'effetto del danno, il secondo la causa. Considerando una struttura con un grado di libertà, la sua rigidezza $K(t)$ al tempo t decresce a causa della tipologia di danno k con la seguente legge:

$$K(t) = \left(1 - \sum_i D_{ik}(t) \right) \cdot K_0 \quad (2.27)$$

dove K_0 rappresenta la rigidezza iniziale.

Il modello richiede il soddisfacimento della seconda legge della termodinamica per governare l'evoluzione del danno:

$$\frac{dD_{kk}(t)}{dt} \geq 0 \quad (2.28)$$

La riduzione di rigidezza è ottenuta dall'equazione (2.27):

$$\frac{dK(t)}{dt} = -K_0 \sum_i \frac{dD_{ik}(t)}{dt} \quad (2.29)$$

Lo sviluppo del secondo membro della (2.29) può essere svolto secondo una procedura fenomenologica o probabilistica. Nel primo caso, si prende in considerazione il comportamento attuale della struttura e, in base ai risultati di specifici test sperimentali, si determina la natura del deterioramento. Attraverso la procedura probabilistica, invece, si usano tecniche statistiche e dati sperimentali per valutare la legge di evoluzione per ogni tipologia di danneggiamento.

Gli autori pongono l'attenzione in particolare sul caso dei ponti, costituiti spesso da materiali composti, dove le differenze di caratteristiche meccaniche e termiche possono provocare problemi alle prestazioni nel lungo termine. Tali problematiche non possono essere colte solo attraverso l'analisi dei singoli materiali, ma il danneggiamento può essere la combinazione di diverse tipologie; perciò il modello di danno globale della struttura deve tenere in considerazione gli effetti di ciascuna componente di deterioramento.

Per lo sviluppo del modello di danneggiamento globale per l'intera struttura, composta da diversi macro-elementi, sono necessari due steps di analisi. Nel primo sono studiati, distintamente, i diversi modi di danno del macro-elemento e la corrispondente riduzione di rigidità. Nel secondo step viene sviluppato il modello globale incorporando tutti i diversi modi di danneggiamento analizzati nel primo step (Ganga Rao et al., 1994).

2.5 Comportamento a fatica: analisi dello stato deformativo

Un'esauriente sperimentazione costituita da prove cicliche triassiali (Taliercio and Gobbi, 1996, 1997, 1998; Papa and Taliercio, 1992, 1995, 1998) su carote di calcestruzzo ha permesso di approfondire il comportamento deformativo a fatica del materiale, ricavando un'utile correlazione tra la variazione delle deformazioni della "seconda fase" (*secondary creep rate*) e il numero di cicli a rottura.

In una tipica curva σ - ϵ di una prova ciclica a fatica (figura 2.8) è possibile individuare tre fasi distinte: fase I, dove si verifica un rapido incremento delle deformazioni (interessa all'incirca il 10% della vita del provino); fase II di stabilizzazione, dove le deformazioni crescono gradualmente a tensione pressoché costante (10-80% della vita utile); fase III, durante la quale c'è un rapido incremento fino a rottura.

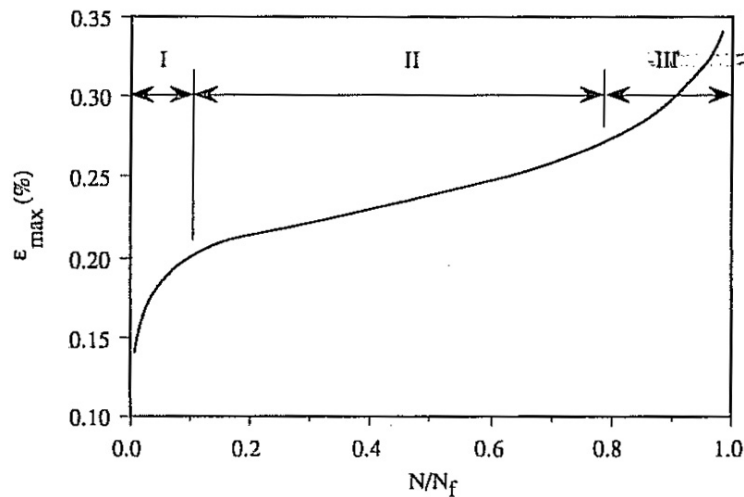


Figura 2.8 – Curva σ - ϵ per prova ciclica di compressione monoassiale

Altri autori (Minh-Tan Do et al., 1993) hanno già dimostrato che la vita a fatica del calcestruzzo sotto sollecitazione ciclica monoassiale è strettamente dipendente dalla velocità di evoluzione delle deformazioni della fase II. Taliercio, Gobbi e Papa hanno verificato la correlazione anche nel caso di prove triassiali a diversi livelli e ampiezze di carico, in opposizione o concordanza di fase tra tensioni verticali e orizzontali, analizzando la velocità di variazione delle deformazioni della fase II (*secondary creep rate*) $\partial\epsilon_v/\partial n$ attraverso un'interpolazione lineare tra 20% e 80% della vita del provino (figura 2.9).

Le equazioni, ricavate per regressione lineare, sono in accordo con quelle ottenute da altri autori:

$$N = a \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{\partial\epsilon_v}{\partial n} \right)^{-b} \quad (2.30)$$

con a oscillante tra 1.64 e 21.3 e b tra 0.89 e 1.06, a seconda del tipo di aggregato.

I risultati delle prove cicliche monoassiali sono stati confrontati con quelli ottenuti da altri autori, che hanno proposto leggi empiriche per correlare la vita a fatica N col rapporto S tra massima tensione applicata nella prova ciclica e resistenza caratteristica del calcestruzzo, tracciando le curve di Wöhler.

In particolare Hsu distingue le seguenti due relazioni:

$$S = 1 - 0.0662(1 - 0.556R)\log N - 0.0294\log T \quad (2.31a)$$

per piccoli cicli;

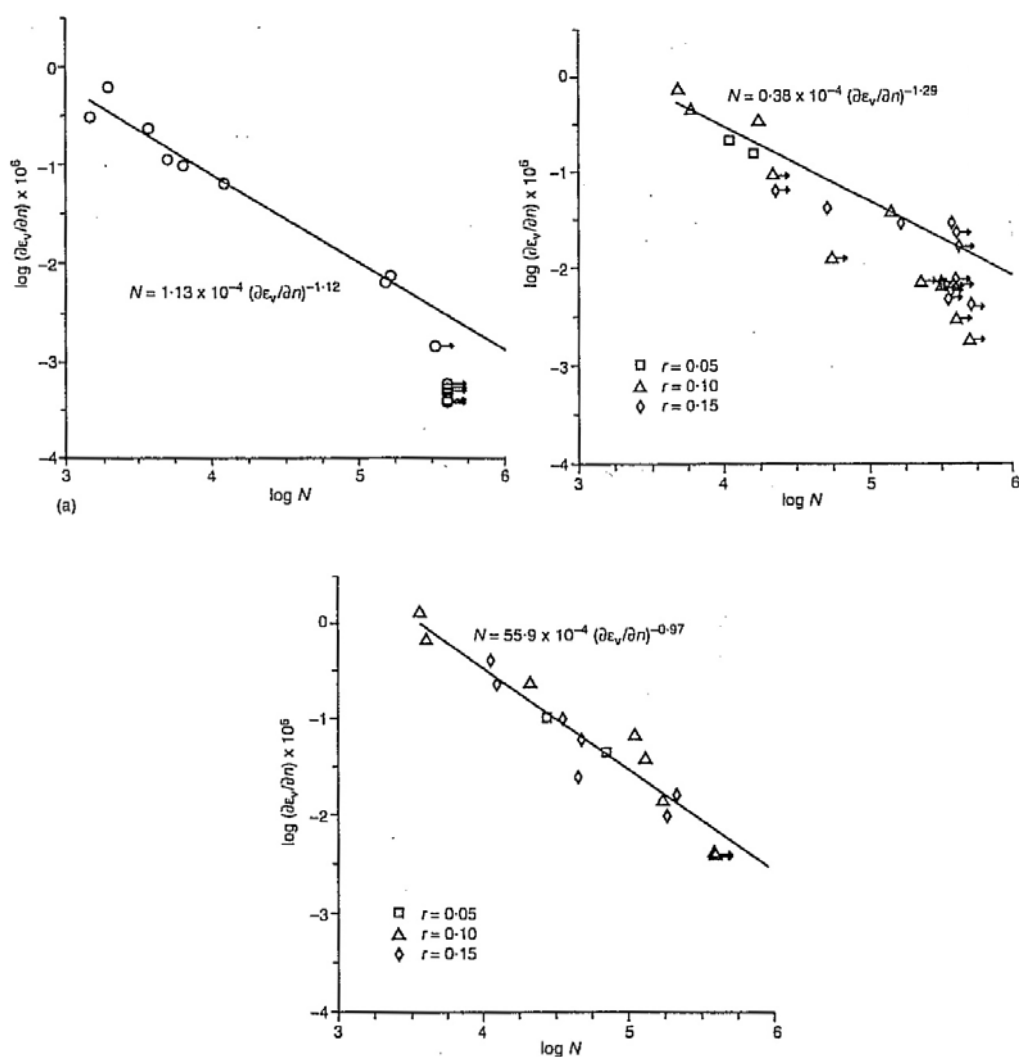


Figura 2.9 – Diagrammi $\Delta \epsilon_v / \Delta n$ – vita a fatica: a) cicliche monoassiali; b) cicliche triassiali in concordanza di fase; c) cicliche triassiali in opposizione di fase

$$S = 1.20 - 0.20R - 0.133(1 - 0.779R)\log N - 0.0530(1 - 0.445R)\log T \quad (2.31b)$$

per grandi cicli di fatica. ($T=1s$; $R=\sigma_{v,min}/\sigma_{v,max}$).

Il confronto con i risultati ricavati dalle prove cicliche monoassiali di Taliercio e Papa è buono (figura 2.10).

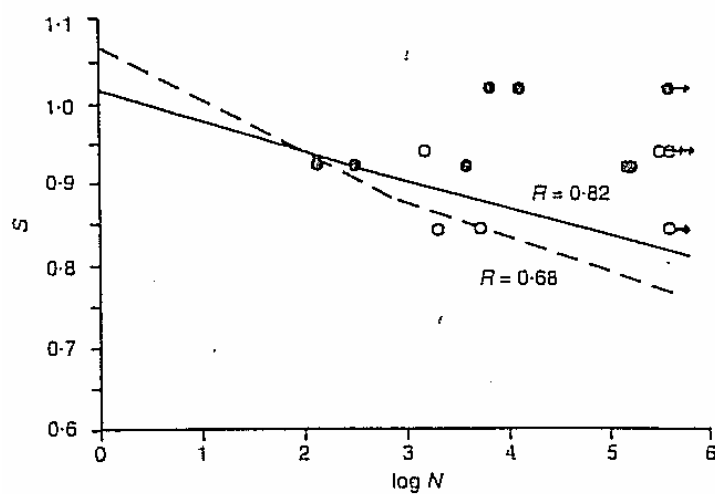


Figura 2.10 – Diagramma di Wohler per prove cicliche monoassiali: confronto con la relazione proposta da Hsu (linea continua)

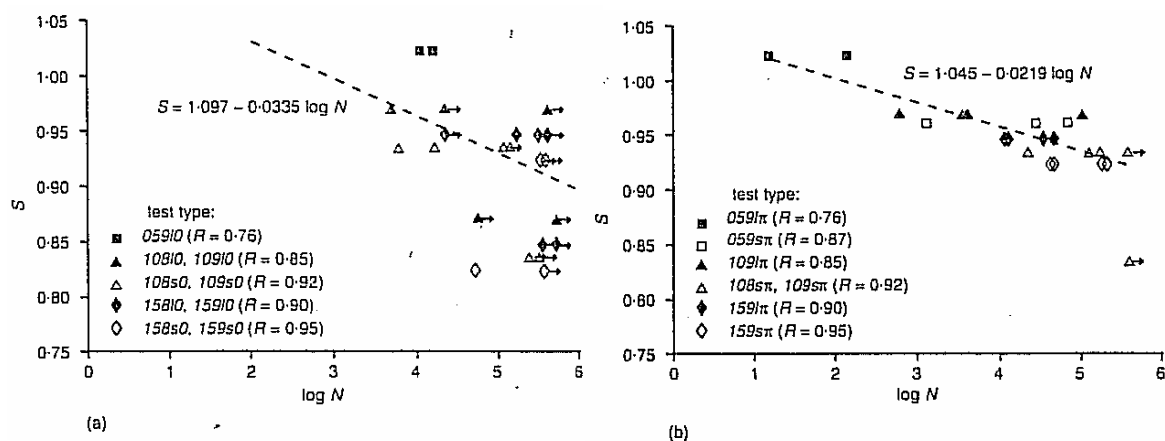


Figura 2.11 – Diagramma di Wohler per prove cicliche triassiali: a) in concordanza di fase; b) in opposizione di fase

Non è invece possibile operare un confronto con le curve ricavate dalle prove triassiali (figura 2.11), in quanto non esiste nessuna relazione in letteratura.

Minh-Tan Do ha altresì analizzato l'evoluzione del decremento delle proprietà deformative del calcestruzzo sotto sollecitazione ciclica monoassiale: variazione del modulo elastico e dell'energia dissipata. In figura 2.12 è raffigurata la curva di evoluzione del decremento del modulo elastico secante, anch'essa suddivisa in tre stadi in analogia a quanto detto per le deformazioni.

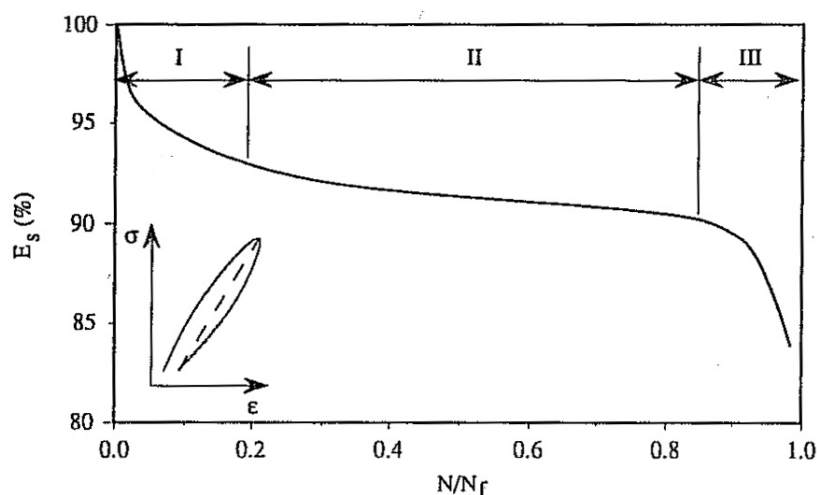


Figura 2.12 – Riduzione del modulo elastico secante durante prova ciclica

Così come analizzato per le deformazioni, anche la velocità di variazione del modulo elastico può essere correlata alla vita a fatica (rappresentata sempre dal numero di cicli a rottura N_f) attraverso relazioni del tipo:

$$\log\left(-\frac{\partial E}{\partial t}\right) = -\beta \cdot \log N_f + \gamma \quad (2.32)$$

dove β e γ sono parametri caratteristici del tipo di calcestruzzo, ricavabili per via sperimentale.

Lo studio dell'area di isteresi ha rivelato come l'energia dissipata (area di isteresi racchiusa nel ciclo, indice di duttilità di comportamento) decresca all'inizio della prova ciclica (all'incirca il 10% della vita utile) per poi incrementare vistosamente fino a rottura (figura 2.13-2.14) (Contini et al., 1994).

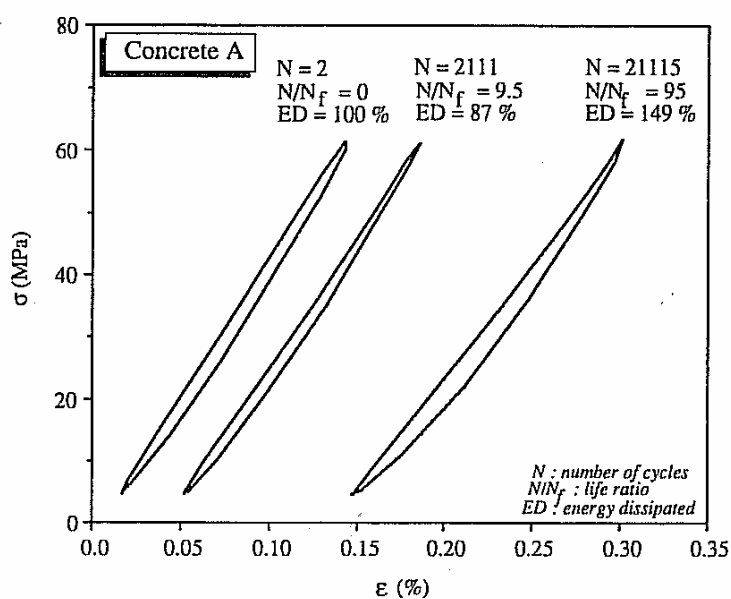


Figura 2.13 – Variazione della curva σ - ϵ in funzione del numero di cicli

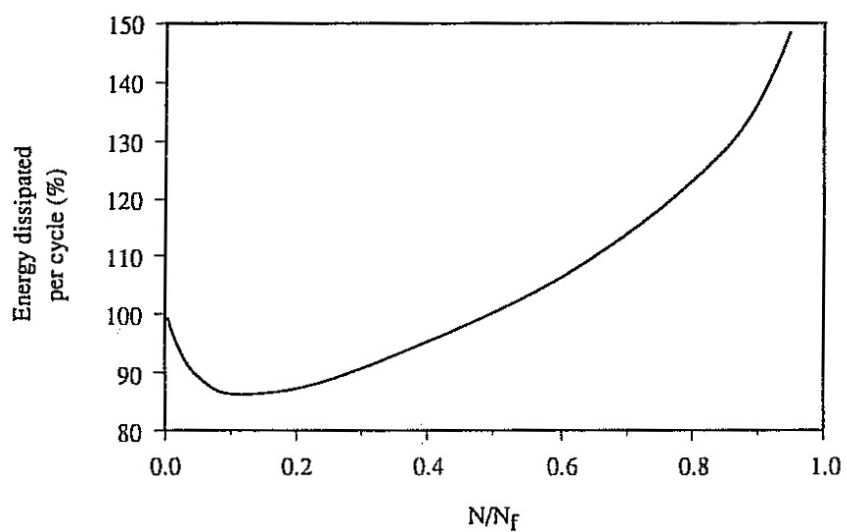


Figura 2.14 – Variazione dell'energia dissipata in funzione della vita a fatica

La finalità di questa serie di sperimentazioni, eseguite da diversi autori, è stata quella di focalizzare maggiormente l'attenzione sulla risposta deformativa a fatica del materiale sotto diverse combinazioni di carico ciclico. È stata ricavata una valida correlazione, sia con carichi monoassiali che triassiali, tra la velocità della variazione di deformazione della Fase II (*secondary creep rate*) $\partial \epsilon_v / \partial n$ e la vita a fatica (rappresentata dal numero di cicli a rottura N). Eseguendo un certo numero di cicli sul materiale, fino a portarlo alla fase in cui le deformazioni crescono a velocità costante, è possibile predire la vita a fatica con un buon grado di approssimazione.

E' opinione comune per molti studiosi l'importanza del ruolo degli aspetti deformativi legati al comportamento a fatica dei materiali (Sinha et al., 1964; Jordaan et al., 1977). Come è stato possibile osservare nelle prove monoassiali, il calcestruzzo arriva a rottura se viene raggiunto un limite di deformazione (dipendente dal livello di carico), dopo il quale il materiale inizia a incrementare il volume; se la variazione di deformazione è troppo bassa, il materiale non raggiunge il valore limite entro la durata della sollecitazione ciclica e la deformazione volumetrica mantiene valori positivi. (figura 2.15).

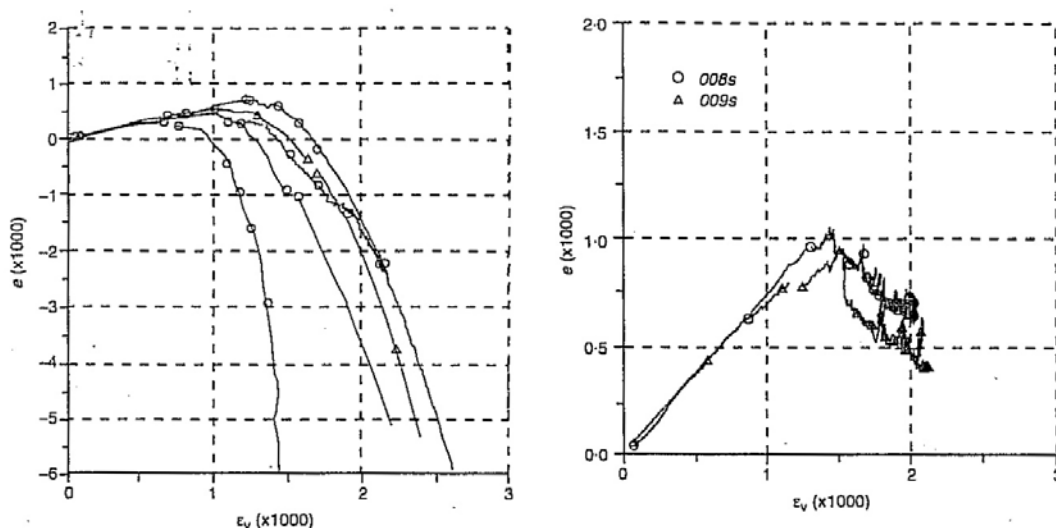


Figura 2.15 – Deformazione volumetrica-deformazione verticale: a) provini rotti nella prova ciclica; b) provini non rotti durante prova ciclica

E' stato altresì osservato come provini della stessa tipologia di calcestruzzo, che all'inizio della sollecitazione ciclica mostravano stessi valori di deformazione, abbiano poi raggiunto la rottura a numero di cicli molto diversi, dimostrando come nel campo del comportamento a fatica le classiche proprietà meccaniche non sono sufficienti a caratterizzare la prestazione a lungo termine del materiale. Il fenomeno della fatica dei materiali da costruzione richiede anche lo studio di altri parametri correlati al comportamento deformativo, la conoscenza dei quali permette di completare l'analisi di tutte le proprietà meccaniche richieste per predire il comportamento a fatica del materiale.

Nella campagna sperimentale oggetto di questa tesi sarà esteso lo studio di tali parametri al caso delle malte, il cui comportamento è considerato simile al calcestruzzo.

2.6 Modelli di danneggiamento per calcestruzzo e murature

Sono stati sviluppati negli ultimi due decenni alcuni modelli di danneggiamento per il calcestruzzo (Mazars, 1984; Mazars and Pijaudier-Cabot, 1989) e, successivamente, estesi al caso delle murature attraverso processi di omogeneizzazione (Papa, 1990; Nappi and Papa, 1990, 1993 and 1995; Briccoli Bati et al., 1999), cercando di cogliere i problemi legati al deterioramento dei materiali costituenti l'apparato murario, prima della rottura macroscopica. Attraverso la definizione di variabili interne, atte a valutare le riduzioni di rigidità e/o resistenze, è possibile analizzare gli effetti dovuti alla nascita ed alla crescita di microfratture all'interno del materiale.

Per definire la variabile interna di danneggiamento si consideri una porzione di materiale sufficientemente grande da contenere un numero significativo di imperfezioni e sufficientemente piccola per poter essere considerata come un punto materiale del continuo. Si chiama S l'area nominale, definita dalla normale n , ed \hat{S} l'area resistente effettiva, cioè l'area S depurata dalle microfessure. Si ha:

$$D(n) = \lim_{\hat{S} \rightarrow 0} \left(\frac{S - \hat{S}}{S} \right) \quad (2.33)$$

$D(n)$ è una variabile interna, che dipende dall'orientamento di n , ed assume valori compresi tra 0 (stato vergine) e 1 (rottura completa). E' possibile supporre che le microfessure siano ugualmente distribuite in tutte le direzioni, rendendo $D(n)$ una variabile scalare nell'ipotesi di danneggiamento isotropo. Essendo tuttavia molto difficile calcolare il valore dell'area effettiva resistente \hat{S} , si introduce il principio

di equivalenza delle deformazioni, su cui si basano la quasi totalità dei modelli di danneggiamento: ogni stato di deformazione di un materiale danneggiato è rappresentabile dalle equazioni costitutive del materiale integro, sostituendo allo sforzo nominale σ quello effettivo $\sigma/(1-D)$. Molti modelli numerici si basano su questo principio, rappresentando con sufficiente precisione la risposta di materiali lapidei, come il calcestruzzo. Considerando le affinità esistenti tra malta e calcestruzzo, è possibile applicare questi concetti di meccanica del danneggiamento anche alla muratura, interpretata come un materiale composito, caratterizzato da una fase elasto-fragile (il laterizio) e da una fase danneggiabile (la malta).

E' stato preso in considerazione il modello di Mazars (1984), che tiene conto del comportamento asimmetrico a trazione e a compressione, legando l'evoluzione del danno alla presenza di deformazioni principali positive e necessitando di soli 5 parametri (facilmente ricavati da prove di trazione e compressione monoassiale). Papa (1990, 1993) ha scelto questo modello in cui inserire il processo di omogeneizzazione applicato all'insieme mattone-malta, al fine di ottenere un'unica legge costitutiva del "materiale muratura".

Il modello di Mazars coglie in modo adeguato il comportamento della malta: la figura 2.16 mostra un diagramma sforzi-deformazioni ricavato numericamente, simulando una deformazione imposta sempre crescente (linea continua), confrontato con uno sperimentale (linea tratteggiata) con cicli di carico caratterizzati da un graduale aumento delle deformazioni. Si nota come la curva data dal modello rappresenti l'involuppo del diagramma sperimentale.

Per la malta, in similitudine a quanto analizzato da Mazars per il calcestruzzo, viene proposto un modello di danno isotropico attraverso un parametro dimensionale D che caratterizza il danno, e la cui legge di evoluzione impone che non possa mai decrescere. La condizione tale per cui D possa solo crescere è ottenuta introducendo una deformazione equivalente:

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{(\varepsilon_1)^2 + (\varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_3)^2} \quad (2.34)$$

dove (ε_i) rappresenta la parte positiva delle deformazioni principali. Si ha incremento di danno quando il punto rappresentativo dello stato di deformazione si trova sulla frontiera del dominio elastico, definito attraverso una "funzione soglia" $f \leq 1$. Quando il materiale raggiunge la soglia iniziale di deformazione ε_{d0} , corrispondente all'inizio del limite elastico sotto trazione monoassiale, esistono le condizioni affinché $dD > 0$ secondo la legge di evoluzione del danno.

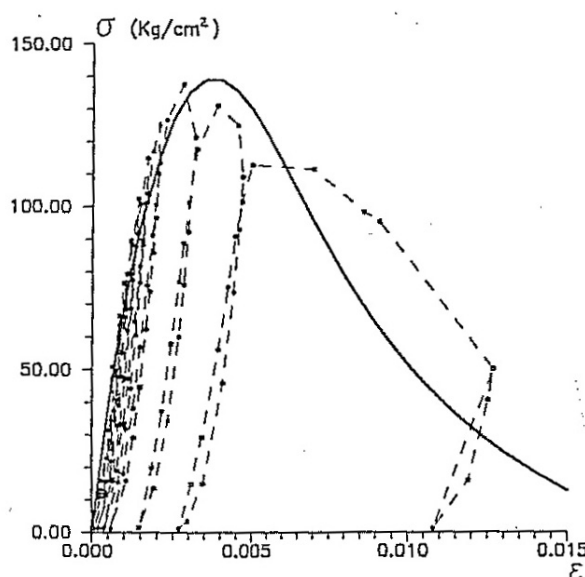


Figura 2.16 – Confronto risultati sperimentali e analisi numerica (modello di Mazars)

Attraverso questo modello è possibile prendere in considerazione il diverso comportamento del materiale in trazione e compressione. Tuttavia i risultati forniti sono validi solo nel caso di carichi monotoni crescenti, poiché il modello non è in grado di cogliere l'aumento progressivo del danneggiamento (in particolare la presenza di deformazioni residue) sotto carichi ciclici ripetuti. Al fine di definire una legge di fatica per il calcestruzzo, che tenga conto dell'accumulo di danno sotto sollecitazione ciclica, Papa e Talierecio (1992) propongono un'estensione del modello di Mazars, nella quale si sostituisce al concetto di superficie limite quello di irreversibilità carico-scarico. Conseguentemente, l'evoluzione del danneggiamento è possibile anche se lo stato di deformazione non soddisfa la condizione $f = 1$.

Volendo applicare questo approccio (valido soltanto per materiali standard generalizzati) al modello proposto da Mazars, in base a criteri puramente fenomenologici, è necessario ricavare una formulazione standard equivalente dello stesso: ricavare cioè una funzione soglia fittizia $\bar{f} = \bar{f}(\bar{\varepsilon}, D)$, considerando ε come variabile interna associata a D .

L'estensione del modello di danneggiamento al caso della muratura, intesa come materiale composito, è stata sviluppata da Papa e Nappi (1990, 1993, 1996) attraverso un processo di omogeneizzazione, per tenere conto delle eterogeneità tra laterizio e malta e della presenza di fenomeni viscosi sotto sollecitazione ciclica.

L'omogeneizzazione consiste in una procedura che permette di sostituire un materiale eterogeneo (come la muratura) uno omogeneo equivalente, in cui opportune variabili di stato (sforzi, deformazioni, ecc..) assumono il valore effettivo al tendere a zero delle dimensioni delle eterogeneità presenti nel materiale di partenza.

Attraverso il metodo degli strati (di cui si omettono per brevità i passaggi analitici) è stato possibile ricavare le nove componenti del tensore di rigidezza omogeneizzato della muratura. Il tensore di rigidezza che si ricava è ortotropo e fortemente influenzato dalle caratteristiche del laterizio, la cui presenza nell'elemento di volume rappresentativo è nettamente superiore a quella della malta.

Si ipotizzano due differenti leggi di evoluzione delle caratteristiche meccaniche dei costituenti la muratura. Per la malta un comportamento elastico con legge di danneggiamento:

$$[\sigma] = (1-D) \cdot [K^M] \cdot [\varepsilon] \quad (2.35)$$

con K^M matrice di rigidezza della malta.

Per il laterizio si assume invece un comportamento elasto-fragile:

$$[\sigma] = [K^L] \cdot [\varepsilon] \quad \text{se } \varepsilon_{\min} > \varepsilon^- \text{ e } \varepsilon_{\max} < \varepsilon^+ \quad (2.36a)$$

$$[\sigma] = [0] \quad \text{se } \varepsilon_{\min} = \varepsilon^- \text{ e/o } \varepsilon_{\max} = \varepsilon^+ \quad (2.36b)$$

con K^L matrice di rigidezza del laterizio, ε_{\min} e ε_{\max} minima e massima deformazione principale, ε^- e ε^+ le deformazioni estreme raggiunte (rispettivamente in prova di compressione e di trazione monoassiale).

Attraverso l'omogeneizzazione "passo-passo", cioè al variare delle caratteristiche meccaniche dei materiali, si ottiene la seguente legge costitutiva elasto-fragile per le murature:

$$[\sigma] = [K(D)] \cdot [\varepsilon] \quad (2.37)$$

L'attendibilità di tale metodo è stata verificata attraverso una campagna sperimentale su pannelli murari, i cui risultati sono stati confrontati con quelli numerici derivanti dall'applicazione delle procedure sopra descritte: la buona corrispondenza induce a ritenere valido l'approccio numerico, in particolare la calibrazione del modello anche in presenza di effetti dovuti alla viscosità (Nappi and Papa, 1990; Papa, 1996).

2.7 Effetti di carichi di lunga durata su antiche murature

I recenti collassi di massive strutture murarie, come torri o chiese, dimostrano che la tradizionale analisi sforzo-deformazioni non è talvolta sufficiente per prendere in considerazione alcuni aspetti, che possono essere anche rilevanti per la sicurezza statica degli antichi edifici.

La presenza di carichi di lunga durata, e in particolare il creep del materiale, può avere notevole influenza sull'evoluzione del danneggiamento di murature storiche. Mentre infatti molteplici studi e applicazioni numeriche-sperimentali sono oramai stati sviluppati per conoscere l'andamento delle deformazioni viscosi e termo-igrometriche del calcestruzzo e delle murature di nuova fabbricazione (Brooks, 1990; Shrive et al., 1997; Brooks and Abu Bakar, 2004), molto poco si conosce ancora dell'influenza della fatica per creep sul comportamento statico delle costruzioni storiche, soggette a carichi propri di lunga durata. Alcune sperimentazioni, iniziate dopo il crollo della Torre Civica di Pavia, hanno studiato l'andamento del creep nelle strutture murarie antiche sottoposte a pesanti carichi permanenti, estrapolandone un modello matematico di comportamento a lungo termine (Binda et al., 1991; Anzani et al., 2000; Garavaglia et al., 2004; Saisi et al., 2004). In particolare è stato dimostrato come la causa principale dell'improvviso crollo sia da imputare alla presenza di elevati e costanti carichi propri, anche se la tensione media non era prossima a quella di rottura.

Spesso, infatti, le costruzioni storiche hanno colonne, muri o pilastri fortemente sollecitati da deformazioni viscosi, dovute alla loro geometria e ai persistenti carichi propri. La distribuzione delle tensioni non sempre uniforme all'interno della sezione reagente della struttura (dovuta alla eterogenea composizione della muratura, spesso "a sacco" con materiale incoerente), e l'azione di carichi ciclici, come vento e variazioni di temperatura, costituiscono una negativa combinazione di sollecitazioni che può seriamente danneggiare la struttura.

Le prove di laboratorio sui campioni di muratura della Torre Civica di Pavia hanno evidenziato come il materiale sia caratterizzato da un comportamento tempo-dipendente sotto alti valori di carico permanente, tali da generare il collasso.

Prove di compressione a lungo termine su campioni di dimensioni 300x300x510 mm con carico applicato a steps successivi, e prove di creep a carico costante su campioni di 200x200x350 mm hanno fornito i diagrammi delle deformazioni verticali e orizzontali delle figure 2.17-2.18-2.19. In particolare è stato analizzato l'andamento della deformazione volumetrica ϵ_{vol} e deviatorica ϵ'_h e ϵ'_v , scelti come i parametri più significativi per valutare il comportamento a lungo termine della muratura e la fase di collasso. Assumendo trasversalmente un

comportamento isotropico, le due deformazioni orizzontali possono essere considerate uguali, e i parametri di studio ricavati dalle seguenti relazioni:

$$e_{vol} = \varepsilon_v + 2\varepsilon_h \quad (2.38a)$$

$$\varepsilon_h' = \varepsilon_h - \frac{1}{3}e_{vol} = \varepsilon_h - \frac{1}{3}\varepsilon_v - \frac{2}{3}\varepsilon_h = \frac{1}{3}(\varepsilon_h - \varepsilon_v) \quad (2.38b)$$

$$\varepsilon_v' = \varepsilon_v - \frac{1}{3}e_{vol} = \varepsilon_v - \frac{1}{3}\varepsilon_v - \frac{2}{3}\varepsilon_h = \frac{2}{3}(\varepsilon_v - \varepsilon_h) \quad (2.38c)$$

e i componenti delle tensioni:

$$p = \frac{1}{3}\sigma_v \quad \sigma_v' = \frac{2}{3}\sigma_v \quad \sigma_h' = -\frac{1}{3}\sigma_v \quad (2.39)$$

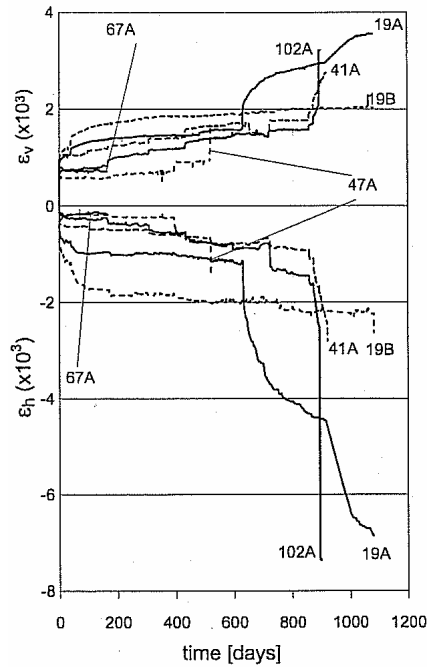


Figura 2.17 – Compressione a lungo termine su prismi 300x300x510mm: deformazioni medie verticali e orizzontali

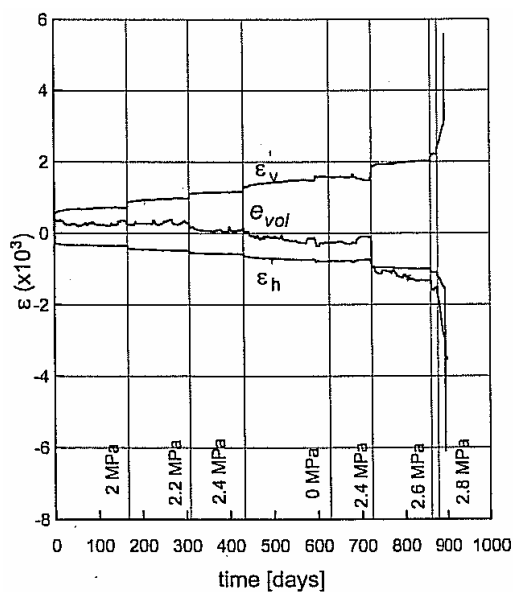


Figura 2.18 - Compressione a lungo termine su prismi 300x300x510mm: deformazione deviatorica e volumetrica

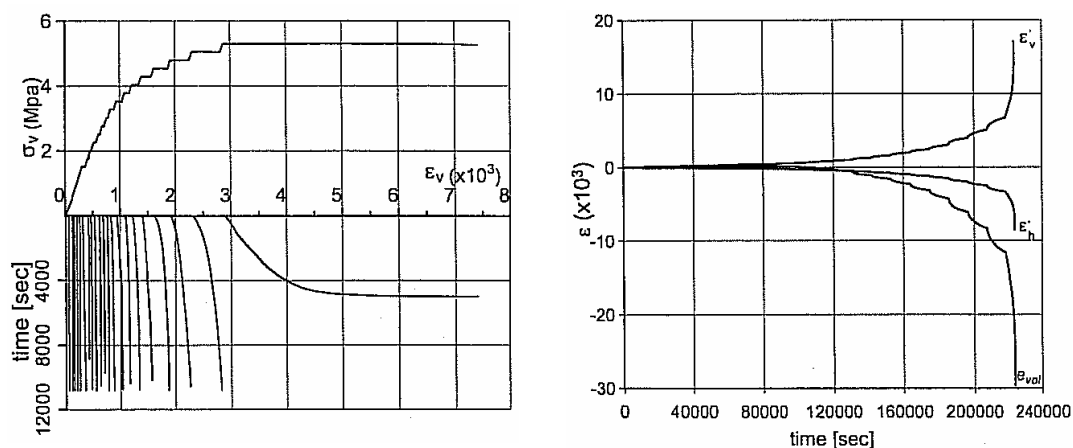


Figura 2.19 - Carico costante su prismi 200x200x350mm: tensione verticale-orizzontale; tensione verticale-tempo; deformazione deviatorica e volumetrica

Primo, secondo e terzo creep sono stati individuati e studiati all'interno delle prove: prima fase elastica-lineare di crescita delle deformazioni contemporaneamente alle

tensioni, a cui segue una seconda fase di assestamento, dove le deformazioni aumentano notevolmente a tensione pressoché costante, fino alla terza fase di innalzamento pronunciato delle deformazioni, che preannuncia la rottura (figura 2.19).

Il decremento della deformazione volumetrica (tendente a valori negativi, in quanto è predominante il fenomeno di “spanciamento” del provino, le deformazioni trasversali hanno valori maggiori di quelle verticali) rappresenta il parametro principale per valutare l’incremento di danneggiamento della muratura (figura 2.18-2.19). È stato altresì notato come al tendere a zero della seconda fase del creep la vita residua del materiale aumenti.

Capitolo 3

Il comportamento a fatica di laterizi e malte

3.1 Introduzione

Premessa indispensabile per l'analisi del binomio laterizio-malta è lo studio del comportamento meccanico dei singoli materiali che intervengono nel recupero strutturale delle murature. Attraverso precedenti campagne sperimentali, condotte presso il Laboratorio Prove non Distruttive, è stato possibile indagare il comportamento statico e, in particolare, quello ciclico dei laterizi (sia storici che di nuova produzione) e di alcune malte consolidanti, al fine di individuare una metodologia che fornisca una prima indicazione della durata del materiale. Sono state condotte molteplici prove cicliche di lunga durata, a diversi livelli di carico, individuando nella deformazione il parametro che permette, in analogia con altre teorie sulla fatica riguardanti il calcestruzzo, di rappresentare il danno cumulato per fatica e definire un criterio di rottura basato sullo spostamento.

In questo capitolo sono ripresi i risultati di tali sperimentazioni, rielaborando alcuni dati per offrire un esame approfondito del comportamento a fatica dei materiali.

3.2 Laterizio

I laterizi sono prodotti ceramici a pasta porosa, non vetrinati, ottenuti foggando impasti plastici di argille comuni, essiccandoli e cuocendoli in modo che non possano più riprendere la plasticità e risultino resistenti meccanicamente, ma evitando la saldatura dei granuli fra loro. Più precisamente, secondo le norme, si tratta di “materiali artificiali da costruzione, formati da argilla, contenente quantità variabile di sabbia, di ossido di ferro, di carbonato di calcio, purgata, macerata, impastata, pressata e ridotta in pezzi di forma e dimensione prestabilite, pezzi che, dopo asciugamento, vengono esposti a giusta cottura in apposite fornaci” (RD n°2233 del 16.11.1939).

Per la preparazione dei laterizi occorre essenzialmente una materia plastica, come le argille o le marne. In base alla tipologia di argilla con cui si prepara l'impasto si ottengono laterizi che presentano diverse caratteristiche attinenti il colore, la plasticità, la coesione, la lavorabilità e la resistenza meccanica. L'argilla, la cui plasticità viene regolata con sostanze antiplastiche o sgrassanti, è una roccia incoerente di origine sedimentaria, eterogenea, che possiede la proprietà di essere plastica, quando viene trattata con acqua, e di conservare la forma, temporaneamente quando viene essiccata, definitivamente quando viene cotta (Viarengo, 2002).

La scelta dell'argilla come materiale per la fabbricazione dei mattoni, oggi come nel passato, è certamente legata alla sua reperibilità; la scelta del materiale più adatto per la fabbricazione preindustriale dei mattoni, in particolare, avveniva in base alla disponibilità delle cave presenti nelle varie regioni e questo, considerando le difficoltà dei trasporti, rendeva il laterizio impiegato nelle costruzioni legato indissolubilmente al proprio territorio. Nella produzione del laterizio nell'Italia padana, l'argilla era ottenuta frequentemente dal greto dei fiumi o dalle zone paludose, da cui si ricavava tuttavia un materiale di qualità talvolta scadente, ricco di materiale organico che nella cottura si trasformava in gas, facendo risultare il materiale molto poroso e poco resistente; migliori erano considerate le argille provenienti dalle cave, spesso marnose.

Un ulteriore fattore da considerare nella scelta della miscela è il suo contenuto di sabbia, che distingue tradizionalmente le argille in grasse e magre: le prime, caratterizzate da una bassa percentuale di sabbia, hanno un maggior ritiro sia nella fase di essiccamento sia in quella di cottura, mentre le seconde presentano una minore plasticità e minori inconvenienti dovuti alla riduzione di volume e, per questo, in ultima analisi preferibili.

La vasta gamma di colori che è possibile ottenere nei prodotti in laterizio è certamente la caratteristica che risulta più evidente in prima approssimazione. Da analisi sperimentali è stato ampiamente dimostrato che non esiste un legame diretto tra la tonalità di colore e la resistenza meccanica; tuttavia, specie nel passato, era proprio il colore a caratterizzare la qualità di un mattone da costruzione. Alberti individua nell'argilla chiara e in quella rossiccia le più idonee, mentre l'argilla bianca, evidentemente ricca di caolino, era preferibile per le decorazioni. Il colore indicava anche quale sarebbe stato il peso del futuro laterizio: le argille rosse, secondo quanto riportato dal Milizia, erano ritenute 'forti' e atte a produrre mattoni troppo pesanti, idonee quindi alle sole fondazioni. Sono soprattutto i composti ferrosi, presenti nelle miscele di partenza in vari modi (ossido ferrico, ossido ferroso, idrato, solfuro, carbonato, solfato), a contraddistinguere il colore finale che si ottiene dopo la cottura (Viarengo, 2002).

In occasione di una estesa campagna sperimentale sui laterizi storici dei maggiori edifici di Venezia (Zago and Riva, 1981-1982), l'analisi statistica dei dati tramite Anova (analisi della varianza) ha dimostrato come sia nulla l'influenza di due principali variabili che contraddistinguono il laterizio storico – colore e secolo – sulle proprietà meccaniche e deformative del materiale, caratterizzate già da una elevata dispersione di risultati. In particolare non è stato possibile operare nessuna classificazione delle proprietà meccaniche per periodo storico, poiché in ogni epoca esaminata compare pressoché l'intera gamma delle grandezze rappresentative delle proprietà meccaniche e fisiche, con uguale distribuzione di frequenza. Se da un lato tale risultato permette di affermare che la qualità del mattone veneziano non ha subito evidenti variazioni nei secoli, dall'altro non permette alcuna classificazione per epoca storica. Addirittura, nell'ambito dello stesso edificio, il laterizio storico presenta lo stesso alto grado di dispersione rispetto a quello osservato per le diverse epoche storiche prese in esame, dello stesso ordine di grandezza dell'intera popolazione assunta a campione.

Per tutti questi motivi il laterizio, in particolare quello storico, si presenta da sempre come un materiale dal comportamento complesso, in cui sono maggiori le percentuali di dispersione nelle valutazioni statistiche delle grandezze in gioco, e con caratteristiche meccaniche eterogenee che variano in funzione di molti fattori (Zago and Riva, 1981-1982; Bocca et al., 1988; Pistone and Roccati, 1991). Il ciclo produttivo può influire sulle proprietà meccaniche; la resistenza cubica varia a seconda della direzione di sollecitazione e della posizione del mattone (quelli in facciata hanno una resistenza del 20% maggiore rispetto ai mattoni interni alla muratura); i moduli elastici sono diversi per le tre direzioni di sollecitazione; il materiale ha un comportamento notevolmente anelastico e fragile; non è stata

ancora trovata una correlazione valida tra le caratteristiche chimico-fisiche e quelle meccaniche.

Mentre le caratteristiche statiche sono state abbondantemente studiate, molto è ancora da ricercare circa il comportamento a lungo termine del materiale (Tubi et al., 1992). Tale filone di indagine è stato spesso trascurato poiché il laterizio, nella maggior parte delle tipologie costruttive, è sempre stato sottoposto a ridotti livelli di carico, tali da non comprometterne la durabilità per fatica, come invece avviene nel calcestruzzo, per il quale sono state elaborate numerose teorie circa la decadenza nel tempo sotto sollecitazione ciclica (Olivito and Stumpo, 2003). L'affermarsi però di nuove soluzioni strutturali anche nel campo delle murature, come l'utilizzo di murature armate e tecniche analoghe per costruzioni murarie in zona sismica, fa sì che in alcune parti le murature siano sollecitate a livelli di carico superiori. In corrispondenza di armature inserite nelle strutture, o nelle zone di appoggio di travi sulle murature, si determina una maggiore sollecitazione che può provocare anche nel laterizio la perdita progressiva nel tempo delle prestazioni meccaniche.

La differenza fondamentale che distingue il comportamento di un mattone di nuova produzione da uno di antica manifattura risiede nel diagramma post-picco, da cui è possibile in parte giudicare la capacità di resistere ad azioni cicliche. Il confronto tra i risultati di prove di compressione (Barbi et al., 1993-1994), condotte su mattoni di nuova e antica fattura, permette di osservare che i laterizi estrusi pieni esibiscono, generalmente, una resistenza paragonabile a quella dei vecchi mattoni ma, a differenza di questi ultimi, risultano caratterizzati da un percorso di equilibrio altamente instabile. Tale caratteristica diminuisce all'abbassarsi della temperatura di cottura, con conseguente riduzione anche della resistenza. Si potrebbe affermare che questo effetto sia legato alla struttura assunta dal materiale durante le fasi di estrusione, ma la generalità del fenomeno induce piuttosto a riflettere sulle caratteristiche della pasta o sulle modalità di cottura delle singole fornaci.

Sono state condotte anche analisi di tipo mineralogico (Barbi et al., 1993-1994) allo scopo di individuare possibili correlazioni tra composizione-tessitura e comportamento alle sollecitazioni di natura meccanica. Il risultato di queste prove è stato incerto in quanto, testando provini che hanno parametri di porosità e di quantità di materiale amorfo molto vicini (sono questi i principali fattori che influenzano il comportamento meccanico), si sono ottenuti valori di resistenza meccanica molto discordanti.

L'individuazione delle correlazioni tra caratteristiche meccaniche e composizione rivestirebbe la massima importanza in quanto, tenuto conto anche della tecnologia di produzione, permetterebbe, negli interventi di consolidamento,

di procedere alla sostituzione delle parti con materiali di nuova produzione ma con comportamento simile a quello esibito dal materiale originario.

Sulla base dei numerosi dati provenienti da un vasto programma di prove sperimentali (Ragazzoni, 1999; Crotti, 2001; Viarengo, 2002), il presente paragrafo si propone di offrire un esame approfondito del comportamento a fatica del laterizio, sottoposto a diversi livelli di intensità di carico. La sperimentazione è stata impostata su prove a compressione statiche e cicliche su laterizi nuovi e storici.

3.2.1 Comportamento a carico statico

I provini, delle dimensioni di 40x40x160 mm (figura 3.1), sono stati ricavati dal taglio di laterizi pieni, recuperati su edifici storici in diverse zone del Piemonte (Viarengo, 2002), e di nuova produzione (Ragazzoni, 1999; Viarengo, 2002). Le deformazioni sono state registrate con l'ausilio di estensimetri elettrici (strain gauge); gli spostamenti tramite una coppia di trasduttori di spostamento.



Figura 3.1 – Disposizione del provino e sistema di misura degli spostamenti

Di seguito si riportano i risultati delle prove statiche e il confronto con i test ciclici per i laterizi di nuova produzione (figura 3.2, tabella 3.1), confrontati successivamente con quelli di edifici storici. Le principali grandezze caratterizzanti il comportamento di ogni singolo provino sono rappresentate in figura 3.2:

F_{\max} = carico massimo sopportato dal provino

η_{\max} = spostamento corrispondente a F_{\max}

η_{ult} = significativo spostamento massimo misurato in fase di scarico

$\text{tg}(\alpha)$ = pendenza del tratto iniziale della curva di carico.

W = energia assorbita.

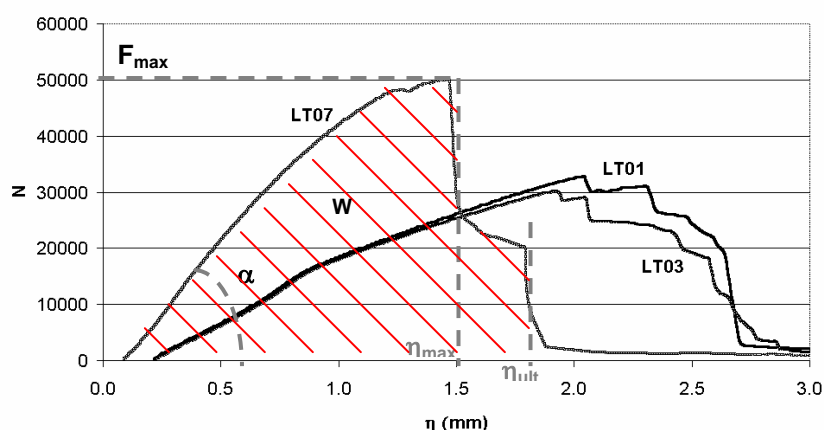


Figura 3.2 – Prove statiche pre-cicliche su laterizi di nuova produzione

LATERIZI DI NUOVA PRODUZIONE								
Provino	Area [mm ²]	F_{\max} [N]	σ_{\max} [N/mm ²]	η_{\max} [mm]	η_{ult} [mm]	$K (\text{tg}\alpha)$ [N/mm]	W [Nmm]	E [N/mm ²]
L01	1791	32800	18.32	1.95	2.65	20723	59138	3918
L03	1744	30200	17.31	1.85	2.81	19441	52208	4177
L07	1848	50020	27.07	1.36	1.81	41446	54621	7750
Medie		37673	20.90	1.72	2.42	27203	55322	5281

Tabella 3.1 – Risultati prove statiche su laterizi di nuova produzione

Per i soli tre campioni che non sono pervenuti a rottura dopo sollecitazione ciclica (dopo 215000, 1020000 e 1400000 cicli) è stata effettuata una prova statica post-ciclica per valutare l'influenza dei cicli sulle caratteristiche meccaniche (tabella 3.2). Dal confronto con le curve pre-cicliche è possibile osservare come la sollecitazione ciclica aumenti del 5,5% in media la resistenza del materiale, rendendolo però ancora più fragile (incremento di rigidità del 50%, diminuzione dello spostamento massimo e ultimo del 36%, e dell'energia dissipata dell'ordine del 40%).

LATERIZI DI NUOVA PRODUZIONE						
Tipologia prova	F_{max} [N]	σ_{max} [N/mm ²]	η_{max} [mm]	η_{ult} [mm]	K [N/mm]	W [Nmm]
Pre-ciclica	37673	20.90	1.72	2.42	27203	55322
Post-ciclica	39546	22.07	1.10	1.56	40954	32219
	+4.97%	+6.16%	-36.04%	-35.54%	+50.55%	-41.76%

Tabella 3.2 – Confronto prove statiche pre e post-cicliche

Diversi risultati hanno fornito le campagne sperimentali su laterizi storici provenienti da diverse zone del Piemonte (figura 3.3, tabella 3.3 - 3.4), qui di seguito elencati e confrontati con 2 tipologie di nuova produzione (Viarengo, 2002). Anche in questo caso sono state confrontate le prestazioni meccaniche prima e dopo la prova ciclica a fatica (in questo caso della durata di 2 ore, 7200 cicli, 35% carico di rottura).

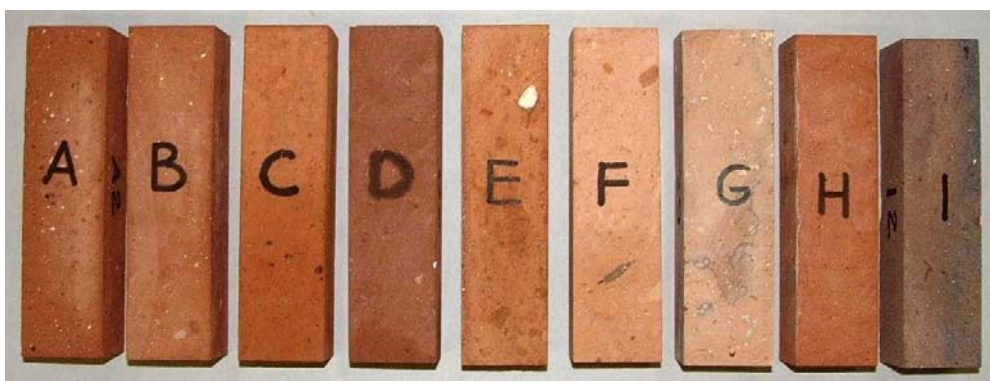


Figura 3.3 – Campioni di laterizi storici provenienti da diverse zone del Piemonte

COD	PROVENIENZA	EPOCA STORICA
L A	Villanova (AT)	Attuale
L B	Sezzadio (AL)	Attuale
L C	S.Salvatore (AL)	Fine '800
L D	Asti (AT)	Inizio '900
L E	Montemarzo (AT)	Metà '800
L F	Corneliano d'Alba (CN)	Inizio '800
L G	Costigliole d'Asti (AT)	Fine '700-Inizio '800
L H	Portacomaro (AT)	Inizio '900
L I	Montemarzo (AT)	Metà '700

Tabella 3.3 – Provenienza e epoca storica dei laterizi testati

Analizzando i risultati relativi ai provini vergini (pre-ciclica) (figura 3.4), emerge chiaramente come i valori di carico massimo siano discordi per tutti i campioni. I mattoni prescelti per l'indagine sono stati selezionati affinché possedessero caratteristiche il più possibile eterogenee fra loro (età, colore, granulometria); i valori ottenuti, tuttavia, si discostano di molto anche fra laterizi apparentemente omogenei: questo è un indice di come la resistenza degli elementi in laterizio sia dovuta ad una serie di concause, tali da rendere difficile una stima in prima approssimazione del carico massimo di rottura in base alla conoscenza al contorno di una muratura (Viarengo, 2002).

Il provino "I" è quello che presenta il valore di gran lunga maggiore; il suo particolare comportamento, inatteso per un laterizio, è dovuto ai legami chimici al carbonio (colore grigiastro) che si vengono a formare in fase di cottura eccessiva. Escludendo il dato fornito da questo campione, si nota comunque come i valori siano caratterizzati da una notevole dispersione, passando dai 45320 N del provino "B" agli 11960 N del provino "C".

Anche l'inclinazione delle curve in fase di carico, e di conseguenza il modulo elastico E , cambiano sensibilmente per le varie tipologie di laterizio.

Una ulteriore distinzione va fatta sul comportamento della curva a carico di rottura raggiunto (Olivito and Stumpo, 2001): alcuni campioni presentano un comportamento fragile, in genere quelli caratterizzati da un valore più alto di rottura, mentre altri hanno un comportamento più duttile (provini "H" e "G").

PROV.	Area [mm ²]	F _{max} [N]	σ _{max} [N/mm ²]	η _{max} [mm]	η _{ult} [mm]	E [N/mm ²]	W [Nmm]
LA1	1600	31900	19.94	0.79	0.95	4639	14647
LA2	1600	33860	21.16	0.79	0.92	4077	15697
LA dopo ciclica		+6.14%	+6.12%	-	-3.16%	-12.11%	+7.17%
LB1	1600	45320	28.32	0.61	0.74	9905	16361
LB2	1600	59230	37.02	0.63	0.90	9776	27058
LB6	1600	66600	41.62	0.63	0.86	10699	27356
LB dopo ciclica		+38.82%	+38.84%	+3.28%	+18.92%	+3.36%	+66.29%
LC1	1600	11960	7.47	0.57	1.00	3218	8320
LC2	1600	16180	10.11	0.60	0.67	3076	5710
LC6	1600	31050	19.40	0.71	0.84	4086	12438
LC dopo ciclica		+97.45%	+97.52%	+14.91%	-24.5%	+11.28%	+9.06%
LD1	1600	33100	20.69	1.02	1.15	5922	18217
LD2	1600	42560	26.60	0.81	0.99	5633	21342
LD dopo ciclica		+28.58%	+28.56%	-20.59%	-13.91%	-4.88%	+17.15%
LE1	1600	-	-	-	-	5089	-
LE2	1600	26450	16.53	0.67	0.90	4861	13083
LE dopo ciclica		-	-	-	-	-4.48%	-
LF1	1600	15250	9.53	0.58	0.66	3528	5505
LF2	1600	14710	9.19	0.50	0.60	3609	5024
LF dopo ciclica		-3.54%	-3.57%	-13.79%	-9.09%	+2.29%	-8.74%
LG1	1600	28620	17.89	0.27	0.46	7351	7843
LG2	1600	38250	23.90	0.63	0.98	6656	19805
LG6	1600	31400	19.62	0.49	0.59	7502	9591
LG dopo ciclica		+23.23%	+21.63%	+107.4%	+70.65%	-3.7%	+87.4%
LH1	1600	21890	13.68	0.48	0.59	4633	6679
LH2	1600	32690	20.43	0.46	0.82	7674	14578
LH6	1600	20970	13.11	0.57	0.74	4522	8677
LH dopo ciclica		+22.57%	+22.59%	+7.29%	+32.20%	+31.62%	+74.09%
LI1	1600	90900	56.81	0.66	1.00	13480	44885
LI2	1600	100220	62.64	0.73	1.09	13790	53907
LI dopo ciclica		+10.23%	+10.26%	+10.61%	+9%	+2.30%	+20.1%

Tabella 3.4 – Risultati prove statiche pre e post-cicliche su laterizi storici del Piemonte e di nuova produzione

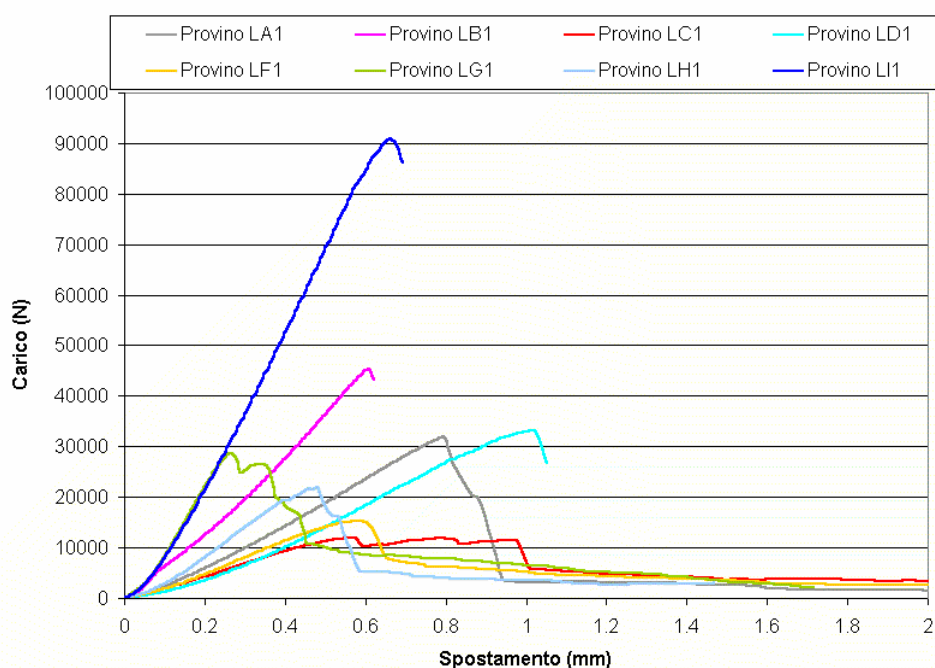


Figura 3.4 – Prove a compressione pre-ciclica su laterizi

Se si confronta il grafico appena analizzato con quello relativo alla stessa prova, condotta dopo la sollecitazione ciclica (figura 3.5), si può constatare in genere un aumento del valore di rottura e una maggiore inclinazione della curva di carico. Uno degli effetti dei cicli a fatica, infatti, specie se eseguiti con bassa percentuale di carico, è quello di assestare il materiale; se si tiene conto della struttura porosa del laterizio, si può intuire come un certo numero di cicli possa eliminare micropori all'interno del materiale. Rispetto alle prove pre-cicliche, inoltre, si ha una maggiore convergenza dell'inclinazione della rampa di carico e la curva, una volta raggiunto il carico massimo, è rappresentativa di un comportamento più fragile del materiale. Gli unici campioni che risentono meno degli effetti della prova ciclica sono i provini "E" e "C", quelli caratterizzati da un minore carico di rottura.

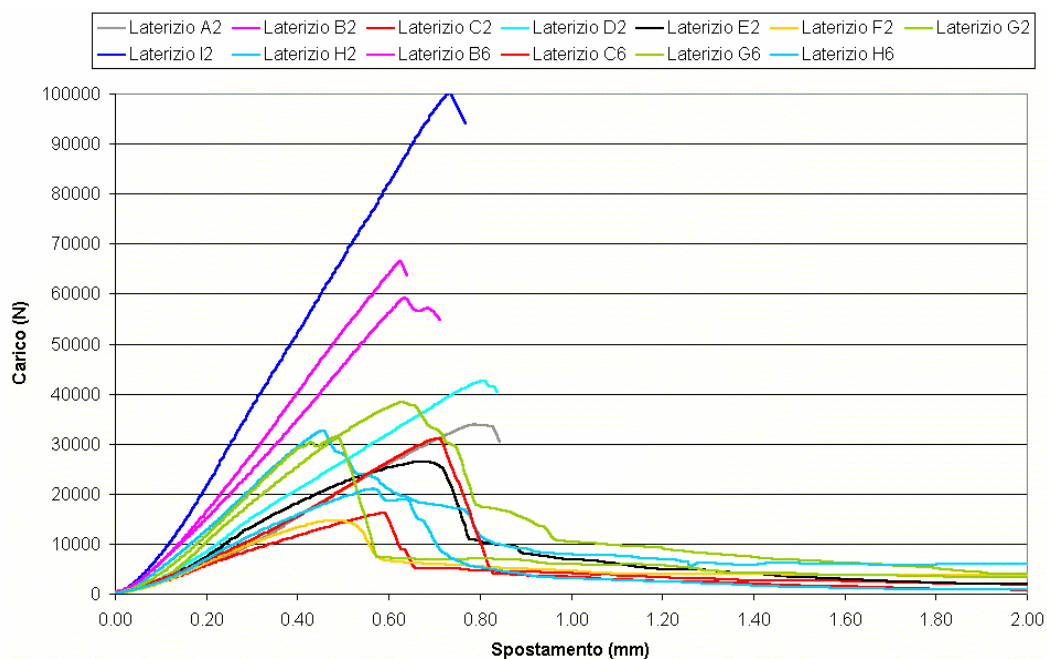


Figura 3.5 – Prove a compressione post-ciclica su laterizi

A completamento del quadro di analisi sui laterizi storici, la sperimentazione oggetto di questa tesi ha utilizzato dei laterizi prelevati dalla Reggia di Venaria Reale (XVII secolo), di cui si riportano le caratteristiche meccaniche (tabella 3.5; figura 3.6).

PROVINO	Area [mm ²]	F _{max} [N]	σ _{max} [N/mm ²]	η _{max} [mm]	η _{ult} [mm]	E [N/mm ²]	ν	W [Nmm]
LA07	1640	13980	8.52	1.12	1.30	3173	0.043	11319
LA15	1664	12490	7.50	0.79	1.20	4683	0.123	8364
LA19	1548	12770	8.25	0.59	0.97	4443	0.093	5969
Media	1617	13080	8.09	0.83	1.16	4100	0.086	8551

Tabella 3.5 – Risultati prove statiche su laterizi storici della Reggia di Venaria Reale

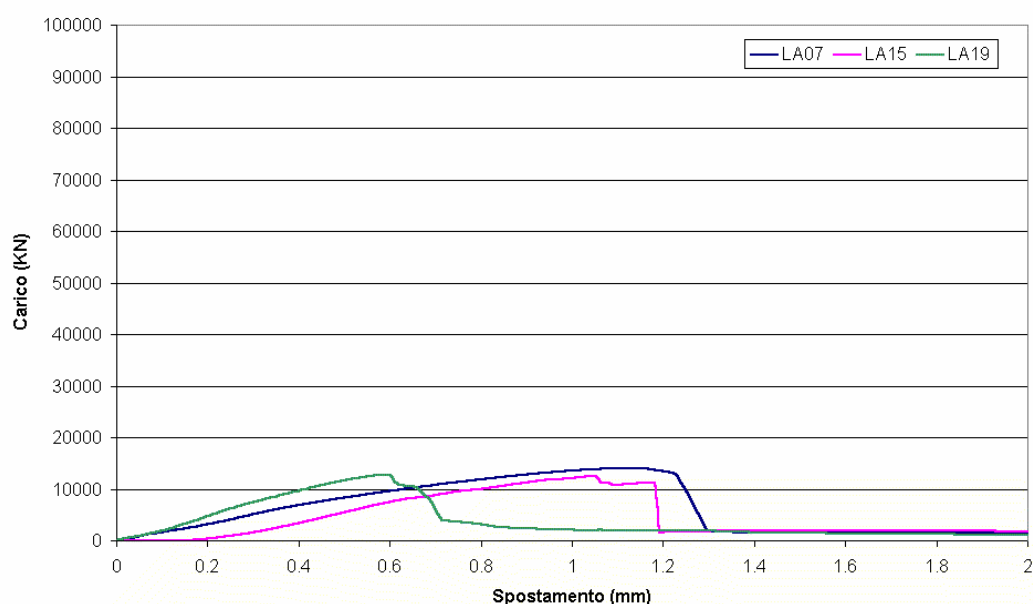


Figura 3.6 – Prove di compressione su laterizi storici della Reggia di Venaria Reale

Come è possibile osservare dal confronto con i risultati dei campioni storici del Piemonte (tabella 3.4), i laterizi del XVII - XVIII secolo della Reggia di Venaria Reale sono caratterizzati da una resistenza inferiore.

3.2.2 Comportamento a carico ciclico

Le prove oggetto di questo paragrafo hanno lo scopo di fornire orientamenti sul degrado delle prestazioni meccaniche dei laterizi ad opera di carichi ciclici, con l'obiettivo di ricercare una metodologia standard che permetta di valutare il comportamento a fatica del materiale, in particolare il giusto valore di carico ciclico da applicare e l'analisi delle deformazioni residue non restituite, dovute a fenomeni di compattazione. Attraverso la campagna di prove si è anche voluto constatare se la teoria per la determinazione della vita a fatica del calcestruzzo (Calzona and Dolara, 1996), secondo la quale il materiale sottoposto a carichi ciclici perviene a rottura nel momento in cui la curva ciclica interseca il ramo discendente di quella statica, sia applicabile anche al laterizio. Sarebbe pertanto possibile predire la vita a fatica di un laterizio, conoscendo gli esatti parametri di

sollecitazione (ciclo di carico, frequenza, tensioni massima e minima) attraverso una relazione che leghi la deformazione statica a quella ciclica (Crotti, 2001; Bocca et al., 2004).

Sono state condotte prove cicliche a fatica su laterizi di nuova produzione a diversi livelli di carico (Ragazzoni, 1999).

Prove all' 80% del carico di rottura statico

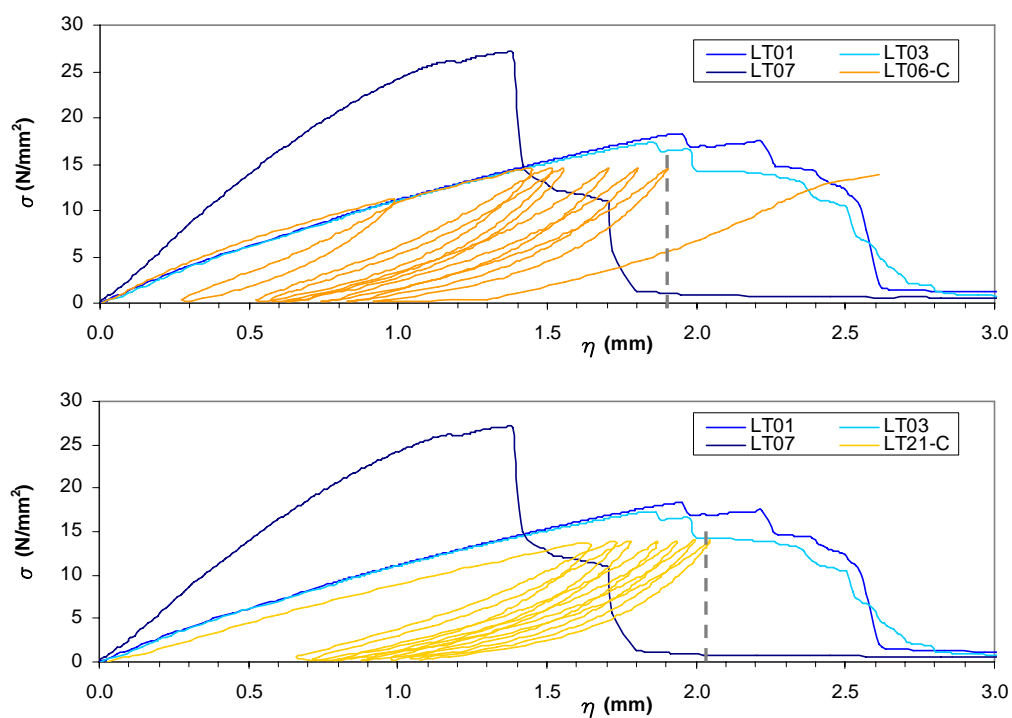


Figura 3.7 - Prove cicliche all'80% del carico di rottura

Prove al 70% del carico di rottura statico

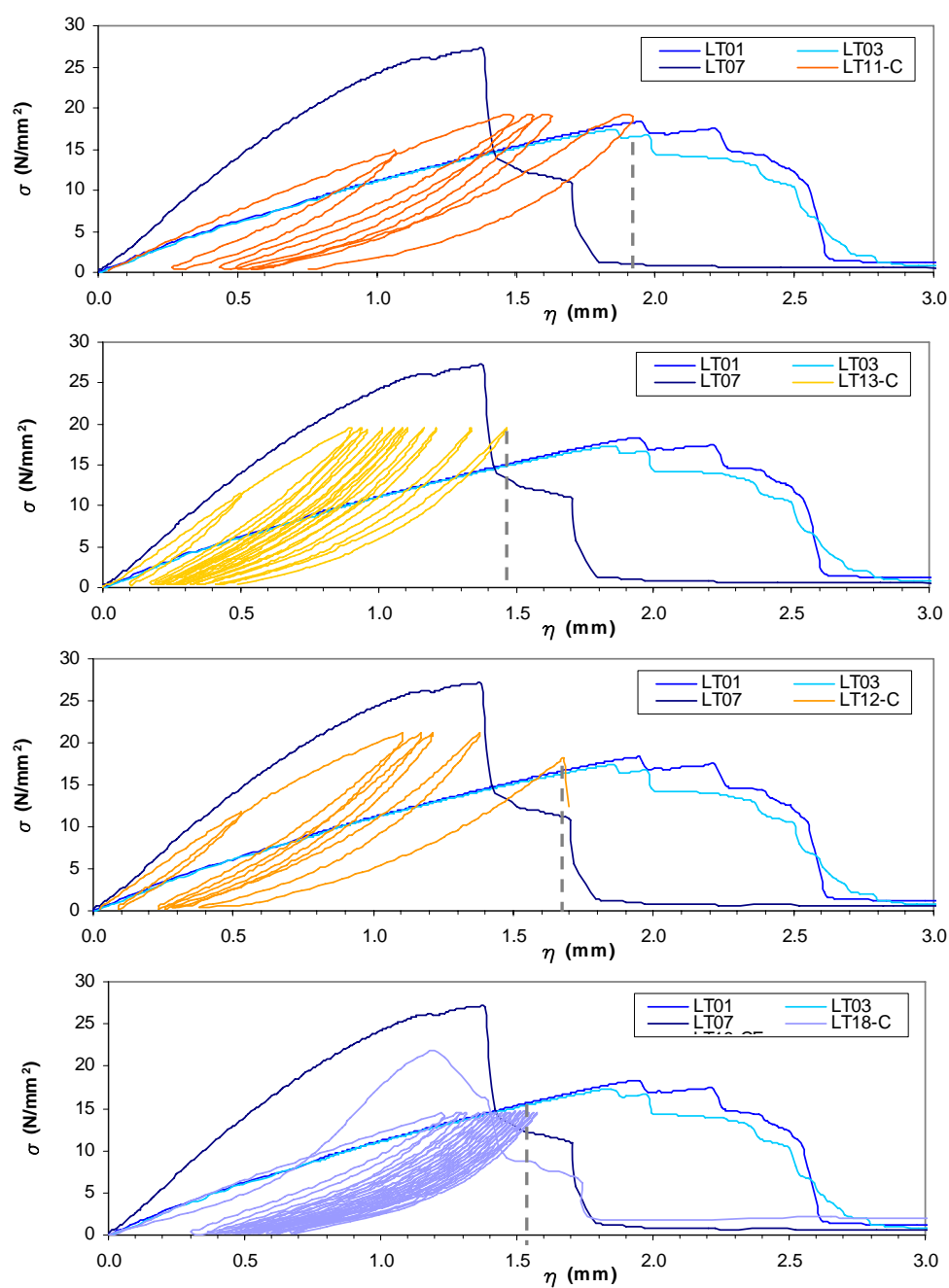


Figura 3.8 – Prove cicliche al 70% del carico di rottura

I provini sollecitati con carichi inferiori al 60% del carico di rottura statica non hanno raggiunto la rottura per fatica: le curve cicliche non hanno intersecato quelle statiche. Le prove sono state interrotte a 1020000 e 215000 cicli. Il progressivo infittimento delle curve registrate, confermato dall'andamento lineare degli spostamenti nel grafico semilogaritmico σ - n° cicli, indica la struttura più compatta assunta dal materiale al progredire della prova. Tale aspetto è evidenziato anche dalle curve statiche post-cicliche, che presentano una maggior rigidezza del tratto di carico, da metà del carico ciclico fino a rottura.

Confronto curve statiche pre e post cicliche

Per i soli tre campioni che non sono pervenuti a rottura dopo sollecitazione ciclica (dopo 215000, 1020000 e 1400000 cicli) è stata effettuata una prova statica post-ciclica per valutare l'influenza dei cicli sulle caratteristiche meccaniche (tabella 3.5).

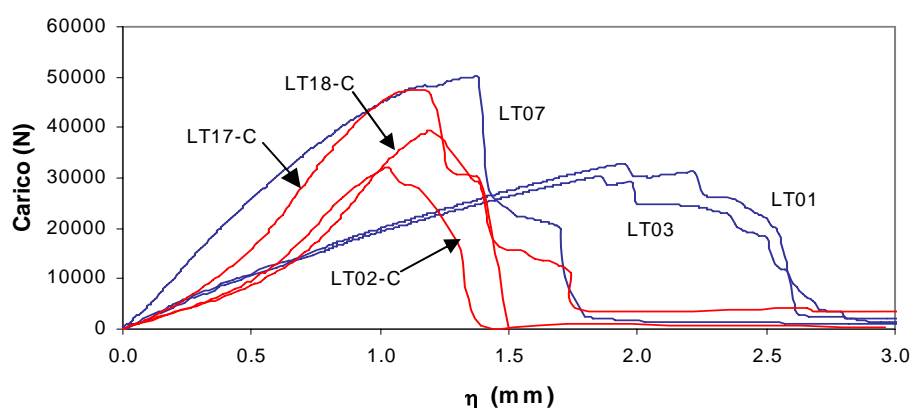


Figura 3.9 - Confronto curve statiche pre-cicliche (blu) e post-cicliche (rosse)

Andamento della rigidezza e dello spostamento residuo

La figura 3.10 mostra il diverso andamento del decadimento della rigidezza secante durante la sollecitazione ciclica, segno del progressivo deterioramento del materiale. Per tutti i livelli di carico si registra un iniziale incremento (Barbi et al., 1993-1994).

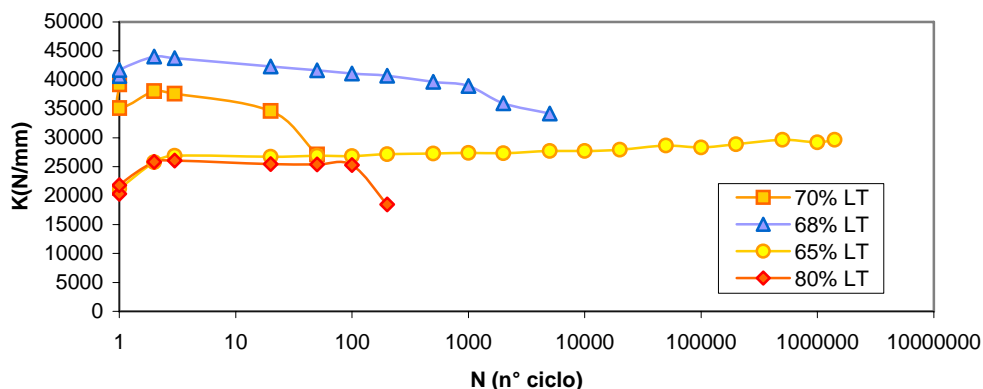


Figura 3.10 - Andamento della rigidezza secante durante la sollecitazione ciclica

Particolare interesse dimostra l'andamento dello spostamento massimo (rappresentato in linea continua nelle figure 3.11-3.12-3.13) e dello spostamento residuo (linea tratteggiata) durante la sollecitazione ciclica, nonché il loro valore medio finale (tabella 3.6), che evidenzia come il materiale, a seguito della compattazione subita nella prova ciclica, non restituisce una quota di spostamento. L'incremento di deformazione residua, nel passaggio dal 50-60% del livello di sollecitazione ciclica al 80%, risulta essere di circa il 130% (Bocca et al., 2004).

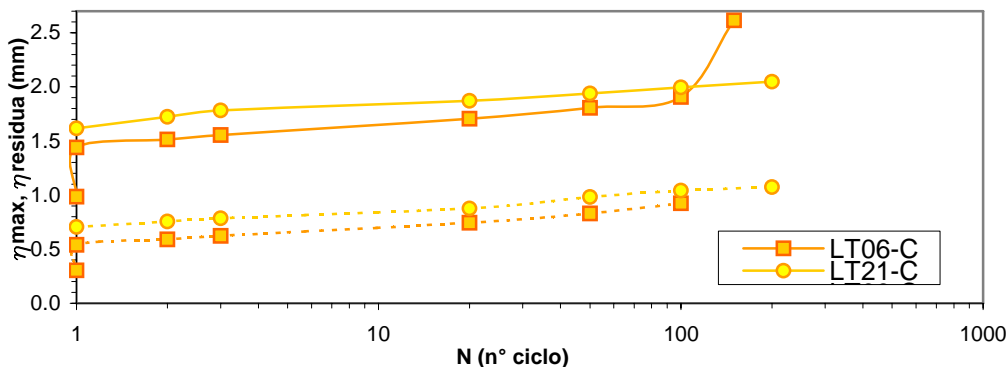


Figura 3.11 - Cicliche 80%: spostamento max (linea continua) e residuo (tratteggiata)

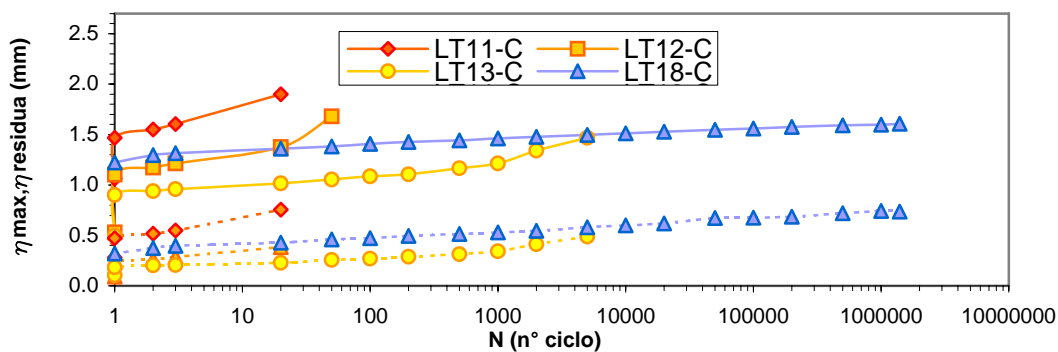


Figura 3.12 - Cicliche 70%: spostamento max (linea continua) e residuo (tratteggiata)

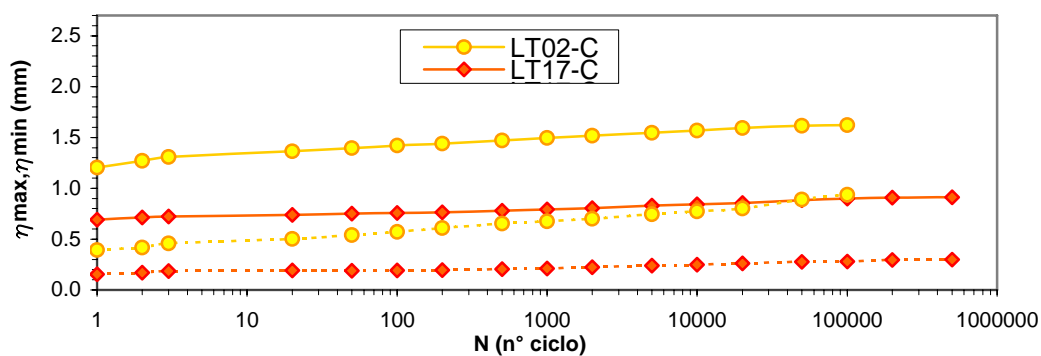


Figura 3.13-Cicliche 60-50%:spostamento max (linea continua)e residuo (tratteggiata)

% carico	η_{max} [mm]	$\eta_{residua}$ [mm]	$\varepsilon_{residua}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	% $\varepsilon_{residua}$
80%	2.33	0.62	3100	+129.63%
70%	1.66	0.30	1500	+11.11%
50-60%	1.27	0.27	1350	-

Tabella 3.6 - Quote medie di spostamento massimo sotto carico e residuo

In analogia con quanto proposto da diversi Autori per il calcestruzzo (Taliercio and Gobbi, 1996, 1997, 1998; Papa and Taliercio, 1992, 1995, 1998; Minh-Tan Do et al., 1993) e già descritto nel capitolo 2 (par. 2.5), viene analizzato l'andamento dello spostamento nel tempo come parametro principale per quantificare e prevedere la fatica del materiale. Occorre verificare se anche la vita a fatica del laterizio, sotto sollecitazione ciclica monoassiale, sia strettamente dipendente dalla velocità di evoluzione delle deformazioni verticali della fase II (*secondary creep rate*). Dai risultati delle prove cicliche appena descritte sono state ricavate per interpolazione lineare tra il 20% e l'80% dei valori di deformazione (secondary creep) le derivate $\partial \varepsilon_v / \partial n$, cioè le variazioni dell'andamento della curva delle deformazioni rispetto al tempo nella fase II. Attraverso una regressione lineare in scala logaritmica è possibile diagrammare i dati per ottenere una relazione analitica (3.1), che lega la velocità di variazione della deformazione verticale $\partial \varepsilon_v / \partial n$ con il numero di cicli N a rottura per fatica. Eseguendo un certo numero di cicli sul materiale, fino a portarlo alla fase in cui le deformazioni crescono a velocità costante, è così possibile predire la vita a fatica con un buon grado di approssimazione.

Liv. carico	Prov.	N	20% N	80% N	ε_v 20%	ε_v 80%	$\partial \varepsilon_v / \partial n$	LogN	Log($\partial \varepsilon_v / \partial n$)	N teorico
80	LT06	150	30	100	11075.00	11906.25	11.87500	2.17609	1.07463	164
80	LT21	247	50	200	12118.75	12800.00	4.54167	2.39270	0.65722	346
70	LT11	40	3	20	10018.75	11862.50	108.45588	1.60206	2.03525	30
70	LT12	50	10	40	8187.50	9237.50	35.00000	1.69897	1.54407	71
70	LT13	2983	597	2000	7518.75	8375.00	0.61030	3.47465	-0.21446	1645
70	LT18	1400000(*)	280000	1400000	9925.00	10037.50	0.00010	6.14613	-3.99807	1421010
50-60	LT17	215300(*)	50000	200000	5518.75	5668.75	0.00100	5.33304	-3.00000	238780

Tabella 3.7 – Analisi dati. (*) provini che non hanno raggiunto rottura ciclicamente

$$N = 1121,24 \cdot \left(\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial n} \right)^{-0,7761} \quad (3.1)$$

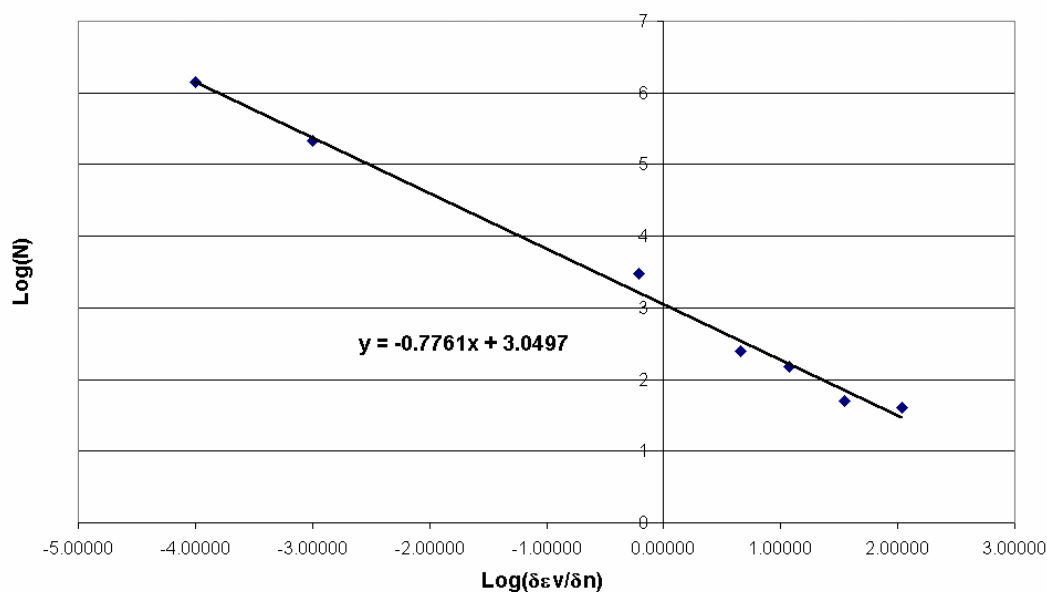


Figura 3.14 – Diagramma $\delta\epsilon_v/\delta n$ – vita a fatica per laterizi

Conclusioni

La sperimentazione ha mostrato in che modo le caratteristiche meccaniche del laterizio (storico e di nuova produzione) evolvono con i carichi ciclici, in particolare è stato studiato l'andamento dello spostamento e della rigidezza nel tempo: l'effetto dei cicli di fatica, se eseguito con basse percentuali di carico, è quello di assestare il materiale, incrementandone la rigidezza. Essa è, insieme allo spostamento, il parametro più sensibile alla fatica.

Il comportamento a rottura è sempre di tipo fragile e i provini presentano una forte dispersione dei risultati, soprattutto per il laterizio storico. Pertanto è indispensabile analizzare e studiare un campione molto ampio per avere una base di dati statisticamente valida.

Le curve η -n° cicli mostrano la quota di spostamento non più restituita dal materiale dopo la sollecitazione ciclica, a seguito dei fenomeni di compattazione a cui è sottoposto: maggiore è la sollecitazione, maggiore sarà la quota non più restituita. Le prove sperimentali hanno messo in evidenza l'esistenza di una

relazione tra la deformazione della prova statica e quella della prova a fatica, in analogia a quanto proposto da diversi Autori per il calcestruzzo. Limitatamente ai provini che sono giunti a rottura (percentuali di carico più elevate), è risultato che la rottura per fatica del laterizio avviene quando la curva dell'ultimo ciclo di vita del provino incontra il ramo discendente della prova statica. Tale relazione è stata verificata nel laterizio per valori limite dei carichi ciclici maggiori del 70-80% del valore statico di rottura. Tale limite è superiore a quello registrato nel calcestruzzo, pari al 50-60%.

Si può quindi individuare anche per il laterizio il legame tra incremento dello spostamento e numero dei cicli, in funzione della percentuale di carico. Noto lo spostamento di rottura relativo al carico con cui viene sollecitato un provino, si riesce a determinare il numero di cicli a fatica N_f del laterizio. Tale spostamento è individuato dall'intersezione del ramo di scarico della curva statica con la congiungente orizzontale dei punti di massimo delle curve cicliche.

E' stata altresì ricavata una utile correlazione tra la variazione di velocità dell'andamento delle deformazioni verticali nella fase II e il numero di cicli a fatica. Tale relazione permette di predire con buona approssimazione la vita a fatica del laterizio, eseguendo una prova ciclica di non lunga durata senza portare il campione a rottura.

3.3 Malte

La malta è un impasto plastico di un legante (es. calce, cemento) con acqua (m. semplice) o con acqua e sabbia (m. composta), usato nelle costruzioni edilizie per la sua proprietà di indurire in aria (m. aerea) o anche sott'acqua (m. idraulica). L'impasto plastico, ottenuto dall'unione dei suoi componenti, deve essere lavorabile in una prima fase ed essere dotato di una opportuna resistenza una volta indurito, a seguito di reazioni chimiche che provocano un processo irreversibile.

L'accoppiamento malta-laterizio costituisce il legame principale della maggior parte delle tessiture murarie: la compatibilità tra i due materiali è stata ampiamente dimostrata dal successo di molte costruzioni in muratura che hanno resistito nei secoli alle intemperie.

Non si possono ignorare, tuttavia, alcune problematiche che possono insorgere, soprattutto in fase di restauro nell'incompatibilità fra i materiali originari e quelli utilizzati per il consolidamento. L'impiego di malte cementizie, ad esempio, può indurre problemi di eccessiva rigidità e sensibilità ai solfati; sono altresì dotate di una bassa capacità di traspirazione rispetto ai tradizionali materiali comunemente impiegati in tali costruzioni. In ugual modo utilizzare una malta cementizia per una muratura umida (effetto della risalita capillare), data la bassa porosità del rivestimento cementizio, costituisce un ostacolo all'evaporazione dell'acqua.

Il materiale utilizzato per le iniezioni negli interventi di consolidamento presenta in genere dosi elevate di legante ($>500 \text{ kg/m}^3$), aumentando i problemi di ritiro e gli effetti derivanti: talvolta vengono utilizzati appositi additivi fluidificanti.

In analogia a quanto descritto nei precedenti paragrafi riguardanti il laterizio, si intende indagare anche le caratteristiche meccaniche a breve e lungo termine di alcune malte consolidanti per strutture in muratura.

3.3.1 Comportamento a carico statico

Le malte utilizzate per il confezionamento dei provini sono di due tipi: MC e LC. I provini sono delle stesse dimensioni normalizzate utilizzate per i laterizi: 40x40x160mm.

La malta premiscelata deumidificante MC è a base di legante idraulico speciale e sabbie naturali selezionate. Essa presenta caratteristiche fisico-meccaniche, di porosità e di traspirabilità simili alle malte antiche, per cui è possibile la sua applicazione per il restauro di strutture in pietra o mattoni di edifici storici, quando siano richieste sia una prestazione meccanica simile ai materiali antichi sia un'insensibilità alle aggressioni chimiche e fisiche.

Di seguito sono elencati i principali risultati delle prove statiche:

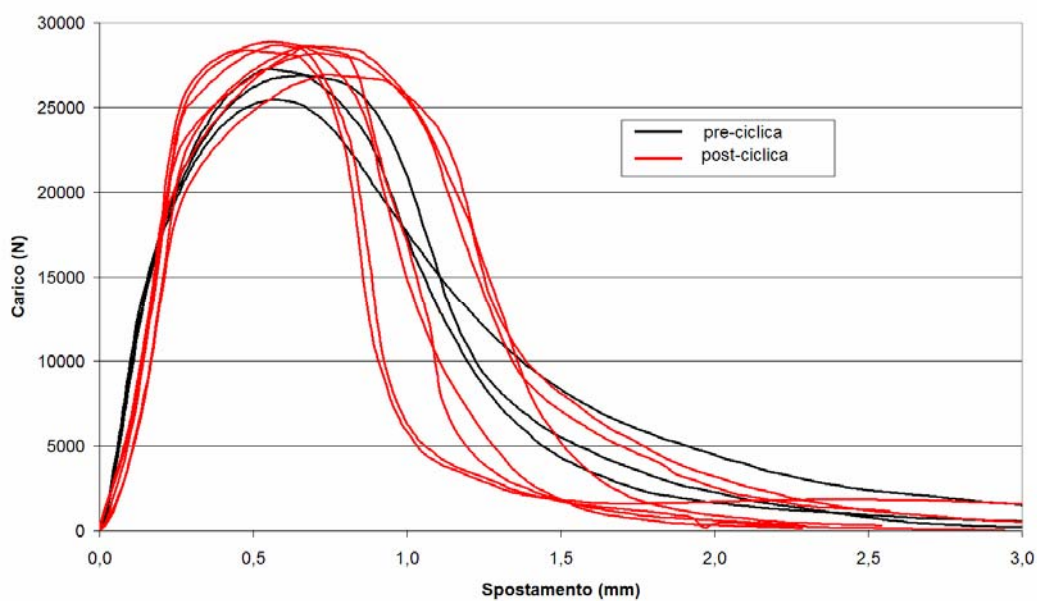


Figura 3.15 -Confronto prove statiche pre e post-cicliche: malta MC

MALTA MC								
Provino	Area [mm ²]	F _{max} [N]	σ _{max} [N/mm ²]	η _{max} [mm]	η _{ult} [mm]	K [N/mm]	W [Nmm]	E [N/mm ²]
MC05	1638	27380	16.71	0.55	1.98	107692	27128	19495
MC13	1608	25940	15.85	0.58	2.45	107571	30707	19980
MC16	1654	26950	16.29	0.67	1.98	112319	28794	21785
Medie		26757	16.28	0.60	2.14	109194	28876	20420

Tabella 3.8 – Risultati prove statiche malta MC

MALTA MC						
Tipologia prova	F _{max} [N]	σ _{max} [N/mm ²]	η _{max} [mm]	η _{ult} [mm]	K [N/mm]	W [Nmm]
Pre-ciclica	26757	16.28	0.60	2.14	109194	28876
Post-ciclica	28319	17.31	0.63	1.68	105362	26732
	+5.84%	+6.33%	+5.00%	-21.49%	-3.51%	-7.43%

Tabella 3.9 – Confronto risultati prove statiche pre e post-cicliche: malta MC

La malta LC possiede lo stesso campo di applicazione della malta MC: questo legante viene utilizzato nella realizzazione di malte di allettamento ed intonaci per il restauro degli edifici storici. Se ne differenzia tuttavia per il fatto di non essere premiscelata con sabbie selezionate. All'atto dell'impasto deve pertanto essere additivata con sabbia fine (diametro $0,5 \div 2,5$ mm) opportunamente scelta dal progettista in funzione del tessuto murario su cui opera.

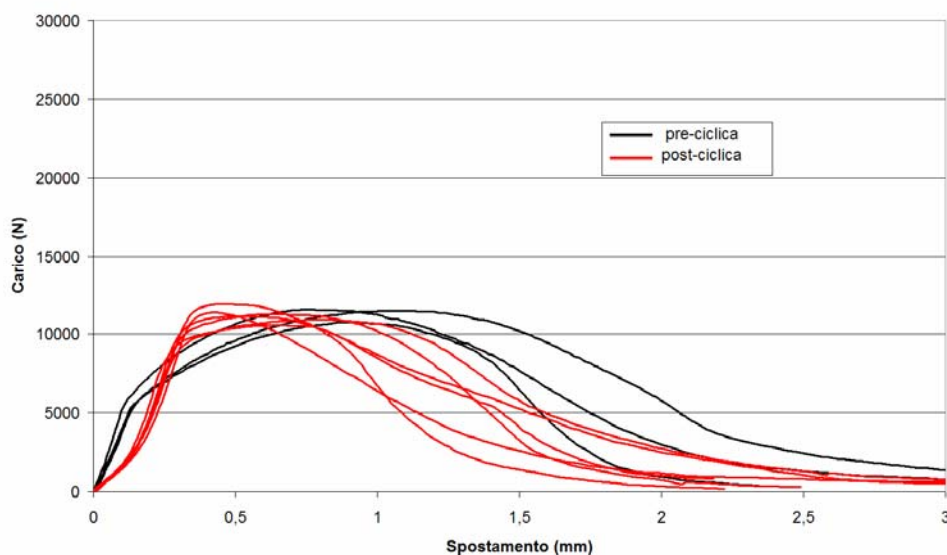


Figura 3.16 -Confronto prove statiche pre e post-cicliche: malta LC

MALTA LC								
Provino	Area [mm ²]	F _{max} [N]	σ _{max} [N/mm ²]	η _{max} [mm]	η _{ult} [mm]	K [N/mm]	W [Nmm]	E [N/mm ²]
LC03	1606	11480	7.19	1.02	2.50	38416	20001	9129
LC08	1636	10733	6.56	0.85	2.00	40472	14380	7545
LC14	1646	11558	7.02	0.76	2.20	51218	17234	11567
Medie		11257	6.92	0.88	2.21	43369	17205	9414

Tabella 3.10 – Risultati prove statiche malta LC

MALTA LC						
Tipologia prova	F_{\max} [N]	σ_{\max} [N/mm ²]	η_{\max} [mm]	η_{ult} [mm]	K [N/mm]	W [Nmm]
Pre-ciclica	11257	6.92	0.88	2.21	43369	17205
Post-ciclica	11206	6.91	0.56	1.94	50589	12636
	-0.45%	-0.14%	-36.36%	-12.22%	+16.65%	-26.55%

Tabella 3.11 – Confronto risultati prove statiche pre e post-cicliche: malta MC

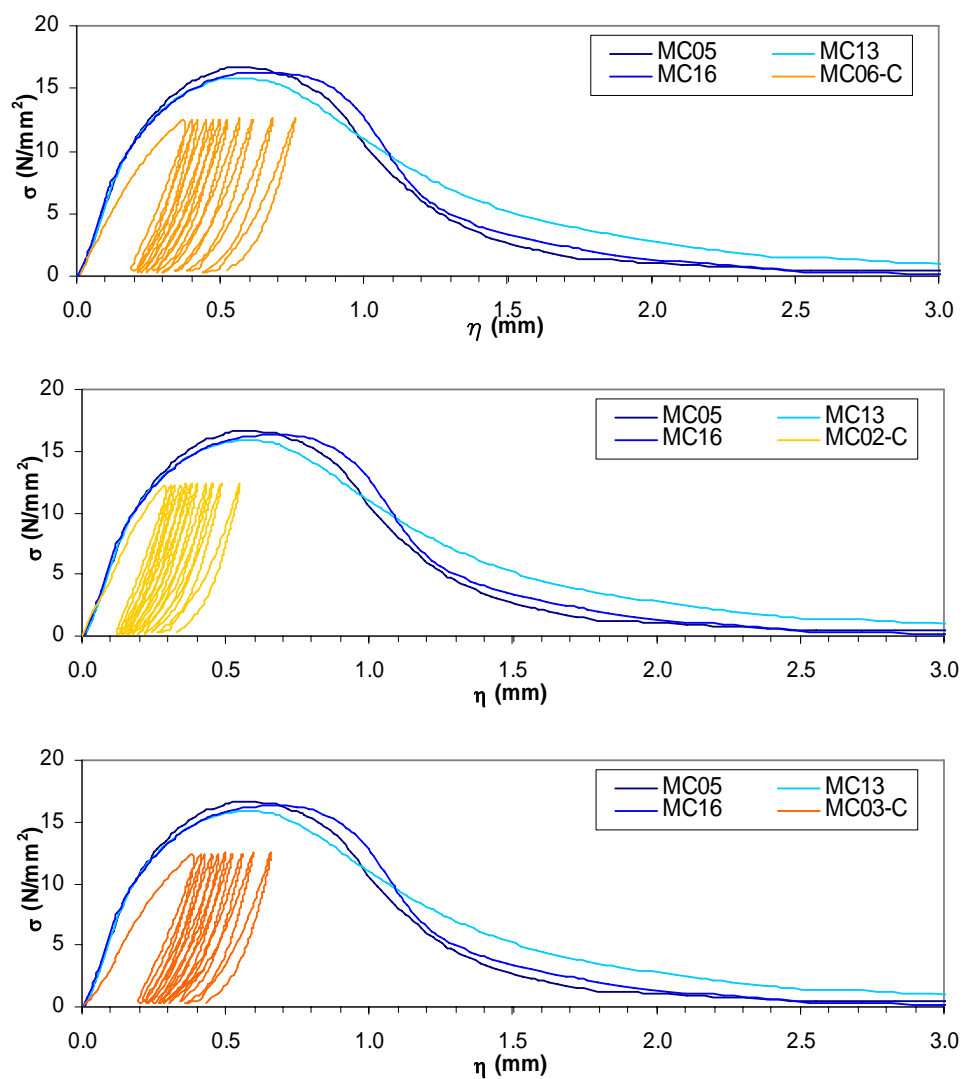
Dal confronto delle prove statiche (prima e dopo la sollecitazione ciclica) è possibile osservare il differente comportamento delle due malte, caratterizzate da valori di resistenza uno il doppio dell'altro. La prova a fatica ha, in media, lasciata invariata la resistenza meccanica per entrambe, mentre per la malta LC (caratterizzata da un comportamento più duttile) si registra un aumento della rigidezza e una sensibile diminuzione dell'energia dissipata.

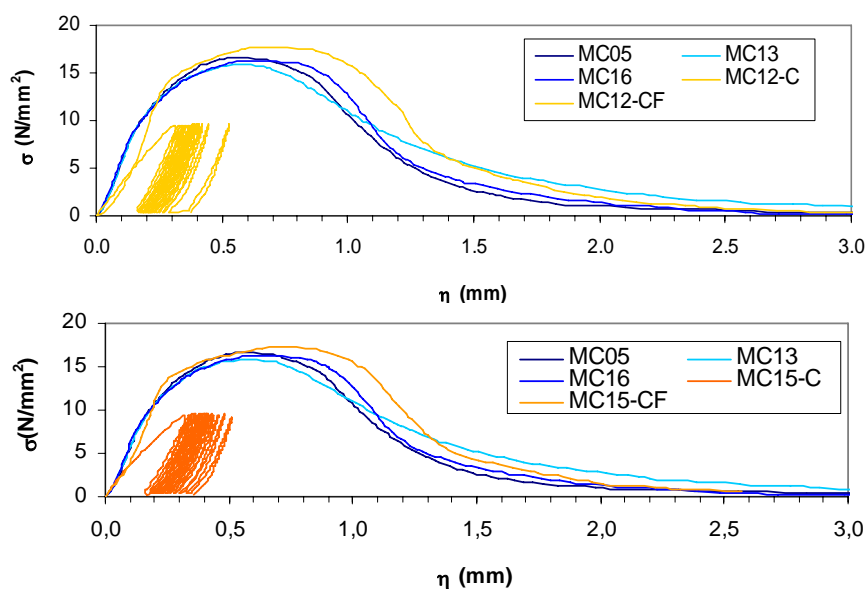
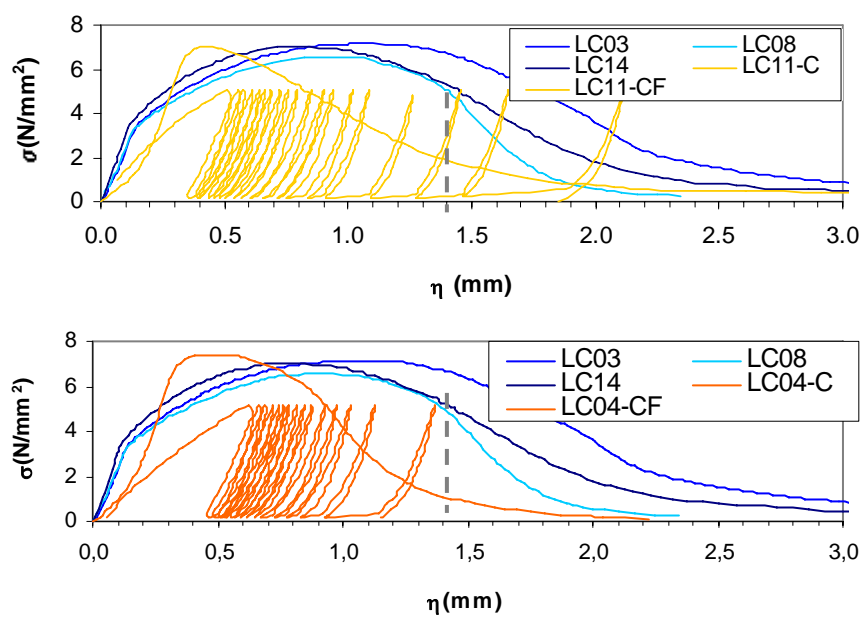
3.3.2 Comportamento a carico ciclico

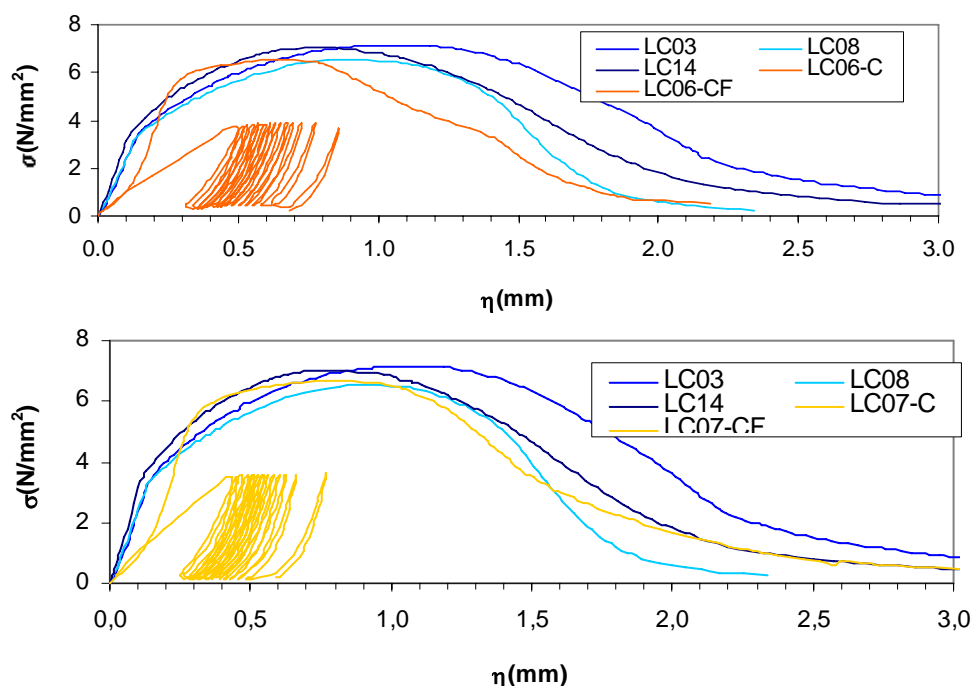
Con le identiche finalità di studio descritte nel paragrafo 3.2.2 per il laterizio, sono state eseguite prove cicliche a diverso livello di carico anche per le malte MC e LC, di cui si riportano i diagrammi.

Confrontando le curve carico-spostamento delle prove post-cicliche con quelle determinate sui campioni vergini, si constata un aumento del carico di rottura e una maggiore inclinazione della curva di carico. L'effetto della presollecitazione ad opera dei carichi ciclici è reso evidente dall'andamento ad "S" di tale tratto. Nella parte iniziale esso ricalca l'andamento dell'ultima curva ciclica registrata. Quando raggiunge il valore del carico massimo che è stato applicato al campione, esso tende ad assumere nuovamente l'andamento caratteristico del materiale vergine (Crotti, 2001).

Nelle malte l'incremento della resistenza, a parità di cicli eseguiti, è stato tanto più marcato quanto più alto è stato il carico ciclico applicato; nei laterizi tale incremento non è valutabile, non potendo conoscere il carico massimo del provino esaminato. In questo caso si può solo osservare l'incremento della rigidezza, confrontando la pendenza dell'ultimo tratto del ramo di carico con quella corrispondente del primo ciclo effettuato. In tutti e tre i casi disponibili, al termine della prova, tale parametro è maggiore (Bocca and Grazzini, 2004).

MALTA MC - Prove al 75% del carico di rottura statico.**Figura 3.17 - Prove cicliche 75% carico di rottura: malta MC**

MALTA MC - Prove al 56% del carico di rottura statico**Figura 3.18 – prove cicliche al 56% del carico di rottura: malta MC**MALTA LC - Prove al 73% del carico di rottura statico**Figura 3.19 – Prove cicliche al 73% del carico di rottura: malta LC**

MALTA LC - Prove al 55% del carico di rottura statico**Figura 3.20 – Prove cicliche al 55% del carico di rottura: malta LC**

Anche nel caso delle malte si registra un sensibile aumento dello spostamento residuo non più restituito a seguito di fenomeni di compattazione e creep.

I campioni che hanno fornito risposte più facilmente correlabili sono quelli realizzati con malta di tipo MC: la relazione che meglio interpola i risultati è quella logaritmica ($\log N$). Anche in questo caso si nota una grande dispersione dei risultati, sicuramente imputabile al fatto che i provini hanno lavorato vicini al proprio carico di rottura, mentre la percentuale utilizzata per esprimere tale carico è riferita ad un comportamento medio.

I campioni di questo tipo di malta sono anche quelli che hanno mostrato le migliori caratteristiche meccaniche nelle prove statiche, in termini di carico di rottura e di rigidezza. Il minor numero di cicli da essi sopportato, a parità di percentuale di carico, rispetto ai campioni LC, può essere dovuto alla minore capacità di plasticizzazione di questo tipo di malta. Essendo il materiale più fragile,

i picchi di tensione che si generano per la fessurazione indotta dalla fatica non riescono a ridistribuirsi compatibilmente con la resistenza del materiale e lo conducono a rottura.

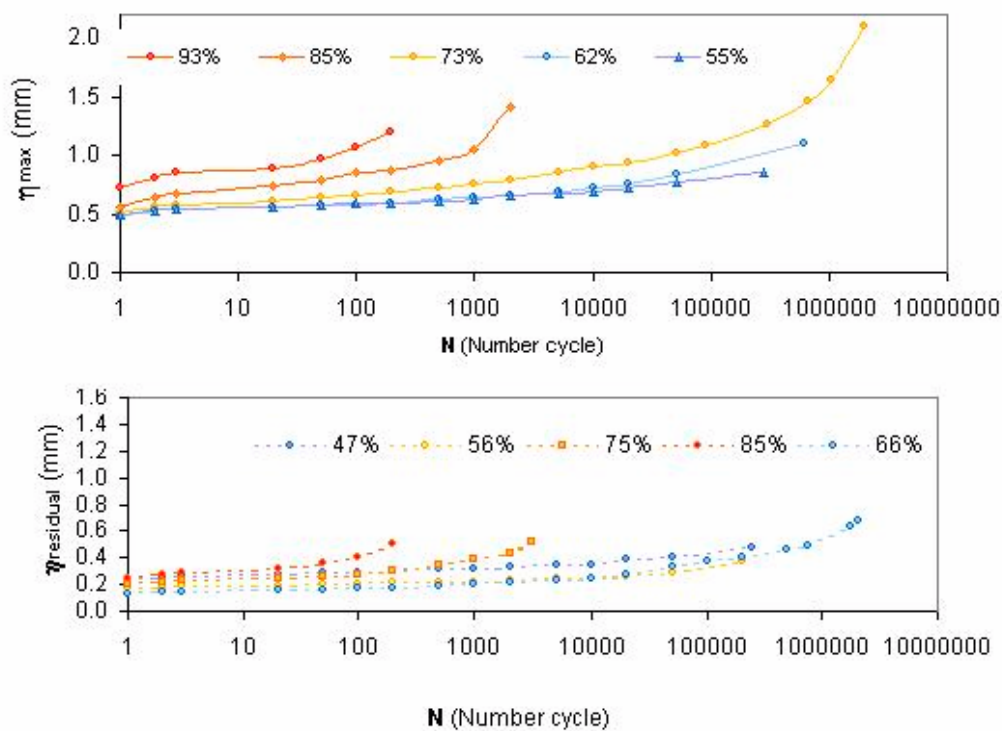


Figura 3.21 – Malta MC - prove cicliche: spostamento max (linea continua) e residuo (tratteggiata)

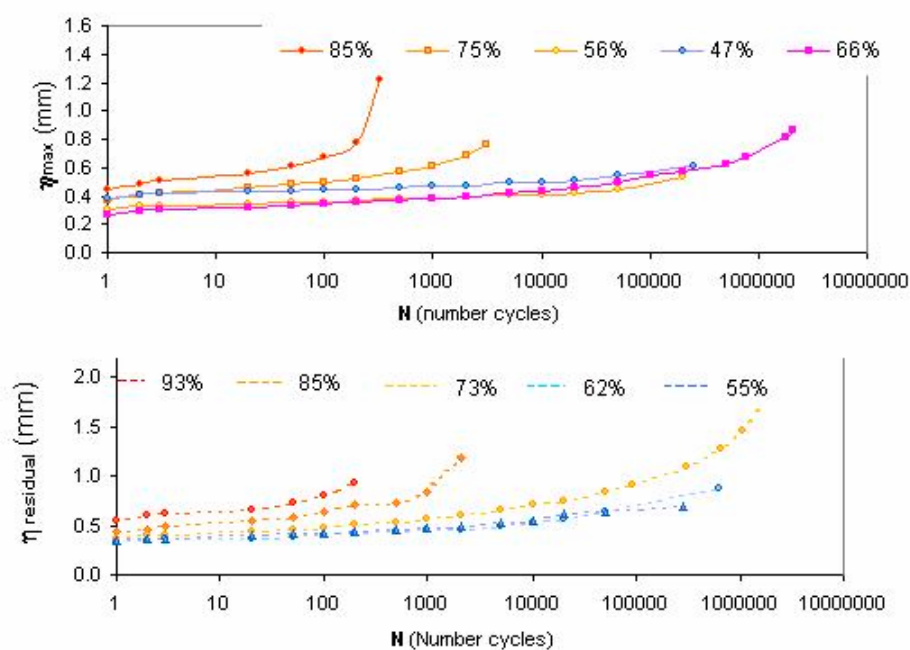


Figura 3.22 – Malta LC – prove cicliche: spostamento max (linea continua) e residuo (tratteggiata)

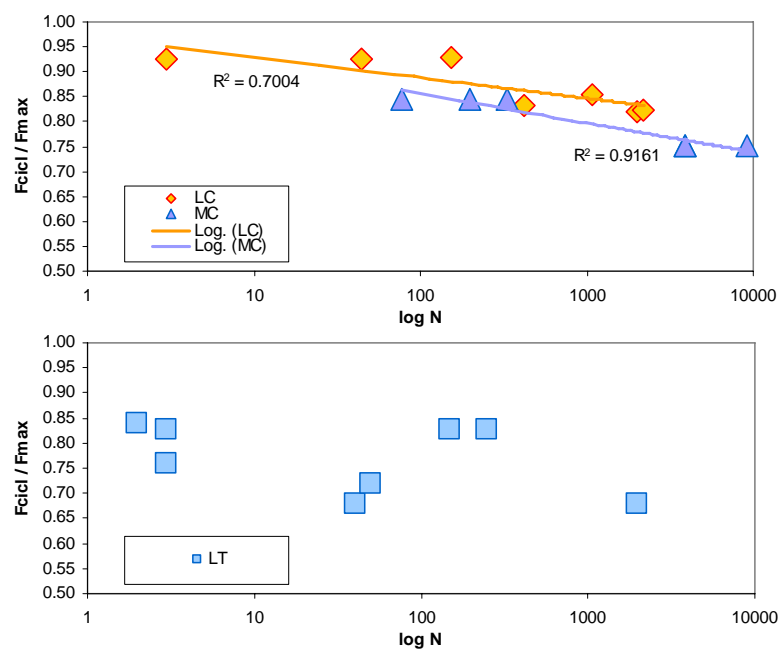


Figura 3.23 – Distribuzione dei punti di rottura

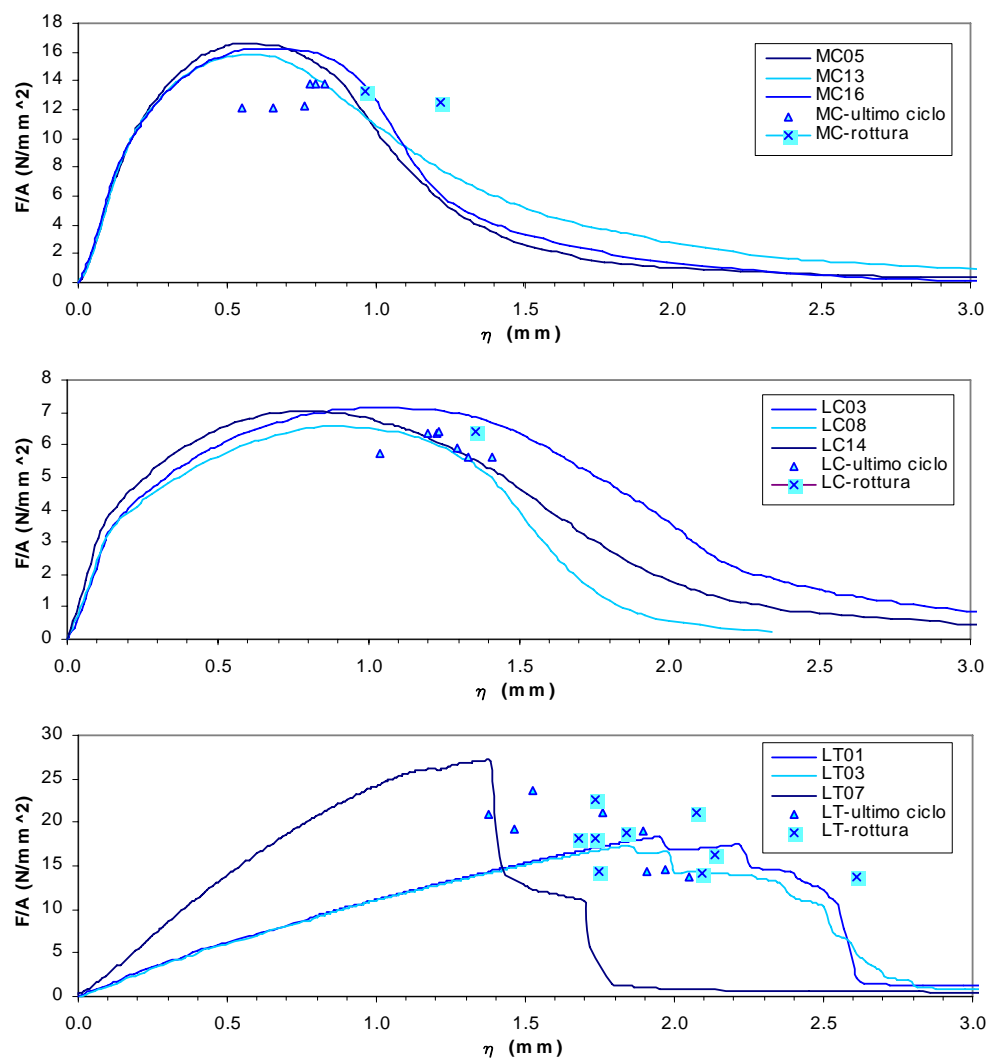


Figura 3.24 – Punti di rottura corrispondenti allo spostamento massimo dell'ultimo ciclo

In analogia con quanto fatto per i laterizi, sono stati analizzati ed elaborati anche gli andamenti delle deformazioni (fase II) delle malte MC e LC durante le sollecitazioni cicliche, per ricavare una relazione che permetta di stimare la vita a fatica del materiale in relazione alla velocità di variazione delle deformazioni stesse.

Liv. carico	Prov.	N	20% N	80% N	ε_v 20%	ε_v 80%	$\partial\varepsilon_v/\partial n$	LogN	Log($\partial\varepsilon_v/\partial n$)	N teorico
85	MC07	200	40	160	4006.25	4675	5.57292	2.30103	0.74608	406
85	MC08	77	16	50	3843.75	5193.75	39.70588	1.88649	1.59885	76
85	MC09	330	66	264	4068.75	6262.5	11.07955	2.51851	1.04452	226
75	MC03	3865	773	2000	3593.75	4106.25	0.41769	3.58715	-0.37915	3744
75	MC06	3887	777	3000	3668.75	4737.5	0.48077	3.58961	-0.31806	3319
75	MC02	9200	1840	5000	2875	3437.5	0.17801	3.96379	-0.74956	7776
56	MC15	100600(*)	20000	100600	2975	3318.75	0.00426	5.00260	-2.37009	190357
56	MC12	200000(*)	40000	200000	3143.75	3750	0.00379	5.30103	-2.42147	210668
73	LC04	280000(*)	50000	280000	7031.25	8537.5	0.00655	5.44716	-2.18383	131808
55	LC06	280000(*)	50000	280000	4856.25	5381.25	0.00228	5.44716	-2.64157	325255
55	LC07	300000(*)	50000	300000	4125	4781.25	0.00263	5.47712	-2.58087	288540

Tabella 3.12 – Analisi dati. (*) provini che non hanno raggiunto rottura ciclicamente

$$N = 1771,74 \cdot \left(\frac{\partial\varepsilon_v}{\partial n} \right)^{-0,857} \quad (3.2)$$

Anche per le malte, dove il fenomeno di fluage è maggiormente presente nel corso della sollecitazione ciclica, le prove sperimentali hanno messo in evidenza l'esistenza di una relazione tra la deformazione della prova statica e quella della prova a fatica, in analogia a quanto proposto da diversi Autori per il calcestruzzo, secondo i quali la rottura per fatica avviene quando la curva dell'ultimo ciclo di vita del provino incontra il ramo discendente della prova statica. Come per il laterizio, la relazione è stata verificata solo per alte e medie percentuali di carico, mentre a quote più basse le prove sono state interrotte per l'eccessiva durata non compatibile con le tempistiche della sperimentazione.

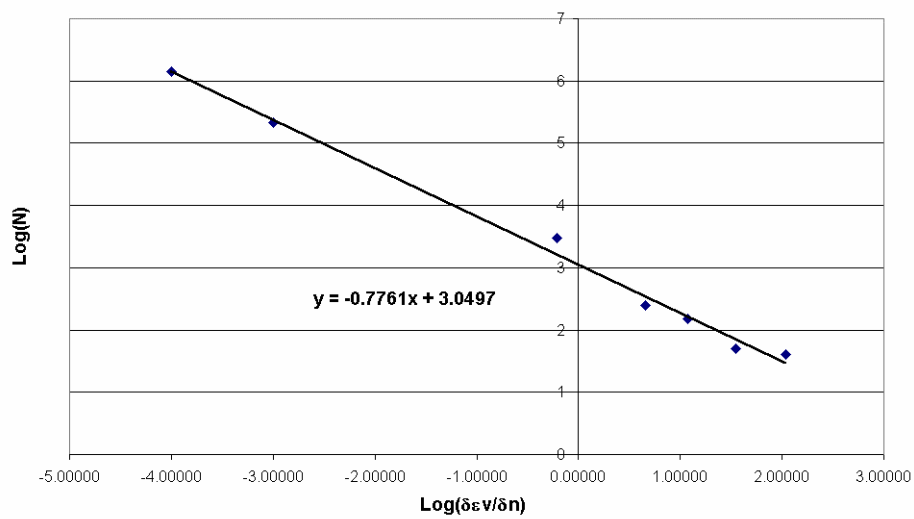


Figura 3.25 – Diagramma $\partial\epsilon_v / \partial n$ – vita a fatica per le malte

Capitolo 4

Campagna sperimentale: strumentazione e materiali

4.1 Introduzione

La sperimentazione principale, oggetto di questa tesi, è stata condotta presso il Laboratorio Prove non Distruttive del Politecnico di Torino con la finalità di studiare il comportamento a lungo termine dei laterizi storici della Reggia di Venaria e di quattro malte indicate per il consolidamento delle murature monumentali.

Sono stati testati provini semplici e misti laterizio-malta, sottoponendoli sia a prove meccaniche (statiche e cicliche) sia termo-igrometriche, scegliendo opportuni sistemi di misura al fine di analizzare, in particolare, le variazioni dello stato deformativo del materiale in presenza delle possibili sollecitazioni cicliche che possono interessare la struttura muraria consolidata.

4.2 Malte consolidanti

Per la campagna di prove è stato scelto un campione di quattro malte consolidanti per murature storiche, prodotte da tre differenti case produttrici, considerate rappresentative dell'intera popolazione di prodotti simili ad oggi commercializzati. Le tipologie di intervento a cui si prestano sono quelle tradizionali, già descritte nel capitolo 1: esecuzione di intonaco su muratura storica, stilatura dei giunti, esecuzione di paretine armate, cappe estradossali per il rinforzo di volte, iniezioni per il consolidamento di pareti murarie. Seppure appartenenti

allo stesso settore di intervento, sono stati scelti prodotti dalle diverse finalità con l'intenzione di tarare la metodologia di prova e mettere in risalto le differenze di prestazione a lungo termine. Per ragioni di riservatezza non saranno riportati i nomi delle case produttrici e dei loro prodotti, contraddistinti dalle lettere "A", "B", "C", "D". A seguire sono riportate le caratteristiche di ciascuna malta utilizzata, estratte dalle relative schede tecniche messe a disposizione dalle case produttrici.

MALTA A (*)		
<i>Descrizione</i>		
Legante idraulico speciale, esente da cemento, con cariche minerali fini (da miscelare con sabbie locali) per malte deumidificanti da restauro di strutture in pietre o mattoni degli edifici storici.		
<i>Campi d'impiego</i>		
<ul style="list-style-type: none"> Reintegrazione della malta di allettamento per strutture in pietra e/o mattone (murature, pilastri, volte, ecc.) di edifici storici. Ripristino dell'intonaco per strutture in pietra e/o mattone (murature, pilastri, volte, ecc.) di edifici storici. 		
<i>Vantaggi</i>		
La malta A risulta per colore, resistenza meccanica, modulo elastico e porosità molto simile alle antiche malte a base di calce, calce-pozzolana o calce idraulica impiegate originariamente nelle costruzioni degli edifici storici. Rispetto alle malte originali, però, la malta A da restauro presenta una durevolezza che la rende praticamente indistruttibile nei confronti dei vari eventi aggressivi naturali: azione delle acque piovane, cicli di gelo-disgelo, fessurazioni da ritiro plastico, reazione alcali-aggregato e attacco dei sali solcatici spesso presenti nelle murature.		
<i>Voce di capitolato</i>		
Legante idraulico inorganico, totalmente esente da cemento, che si presenta come una polvere fine di colore chiaro eventualmente colorabile.		
<i>Caratteristiche tecniche</i>		
<ul style="list-style-type: none"> Colore: chiaro Composizione: con sabbia 0,5-2,5 mm con sabbia 0,5-5 mm legante 500 Kg/m³ 440 Kg/m³ sabbia 1000 Kg/m³ 1110 Kg/m³ acqua 225 Kg/m³ 200 Kg/m³ Massa volumica: 1600-1800 Kg/m³ 1700-1850 Kg/m³ Spandimento (UNI 7044): 70-100% 70-100% Bleeding (UNI 7122): nullo nullo Resistenza meccanica a compressione: <ul style="list-style-type: none"> 7 gg 2 – 4 MPa 2 – 4 MPa 28 gg 4 – 6 MPa 4 – 6 MPa Modulo elastico dinamico: <ul style="list-style-type: none"> 7 gg 3000-4000 MPa 3500-4500 MPa 28 gg 4000-6000 MPa 4500-7000 MPa Resistenza ai solfati (espansione dei provini immersi in soluzione solfatica): <ul style="list-style-type: none"> < 0,02% < 0,02% 		

(*) Come riportato da scheda tecnica della casa produttrice.

MALTA B (*)	
<i>Descrizione</i>	
Boiaccia preconfezionata da idratare con acqua prima dell'uso, costituita da una miscela di leganti idraulici ad elevata finezza, esente da cemento, per il riempimento di vuoti nelle strutture in muratura.	
<i>Campi d'impiego</i>	
Riempimento di vuoti e discontinuità all'interno della muratura, attraverso colatura o iniezione a bassa pressione. Il prodotto è idoneo per omogeneizzare e riaggregare strutture esistenti incoerenti e quale vero e proprio consolidamento strutturale di murature in pietrame, mattoni o miste. Idoneo anche per il fissaggio di tiranti metallici passanti all'interno delle murature, nei casi di rinforzi strutturali armati (tecnica della cucitura armata).	
<i>Vantaggi</i>	
<ul style="list-style-type: none"> • Dopo miscelazione la boiaccia è fluida ma coesiva e priva di segregazione; • Facile colatura o iniezione a bassa pressione; • Bassissimo sviluppo di calore durante la presa e l'indurimento; • Resistenze meccaniche finali e modulo elastico compatibili ed adeguate alle murature; • L'elevata fluidità della boiaccia consente il riempimento di una grande quantità di vuoti; • Dopo l'indurimento la struttura muraria risulta aggregata e consolidata, riqualificando le prestazioni meccaniche complessive. 	
<i>Voce di capitolato</i>	
Boiaccia premiscelata coesiva per riempimenti ed iniezioni in murature non omogenee o lesionate, mediante iniezione a bassa pressione o colatura, costituita da leganti idraulici non cementizi di elevata finezza di macinazione.	
<i>Caratteristiche tecniche</i>	
• Colore:	grigio chiaro
• Acqua occorrente per l'impasto:	rapporto acqua/polvere 0,3
• Peso specifico:	1,9 kg/l
• Resistenza a compressione:	12 N/mm ² a 28 gg
• Resistenza a flessione:	2,5 N/mm ² a 28 gg
• Modulo elastico statico:	8000 N/mm ² a 28 gg
• Essudazione d'acqua:	assente
• Sviluppo calore su volume miscelato di 3l:	assente

(*) Come riportato da scheda tecnica della casa produttrice.

MALTA C (*)	
Descrizione	
Malta premiscelata monocomponente solfato resistente con buona traspirabilità, contenente leganti aerei ed idraulici, speciali agenti porogeni, inerti selezionati, microfibre, idoneo per la riparazione e la ricostruzione di intonaci su murature.	
Campi d'impiego	
La malta C è particolarmente idonea per essere impiegata sui seguenti sottofondi interni o esterni:	
<ul style="list-style-type: none"> • mattoni pieni • murature in pietra naturale, miste o in laterizio • blocchi di tufo non sfarinati • murature listate 	
Vantaggi	
<ul style="list-style-type: none"> • Modulo di elasticità simile a quello della muratura • Ottima resistenza ai solfati • Buona traspirabilità al vapore • Non richiede trattamenti preliminari • Facilmente lavorabile • Ottima adesione sul supporto • Basso calore di idratazione 	
Voce di capitolato	
Malta premiscelata monocomponente a base di leganti aerei ed idraulici, additivi porogeni e microfibre, caratterizzata da un effetto solfato-resistente, basso calore di idratazione e limitate resistenze meccaniche, specificatamente indicata per la riparazione localizzata o rifacimento integrale di intonaci su supporti in muratura non soggetti a risalita capillare.	
Caratteristiche tecniche	
• Colore:	grigio
• Acqua occorrente per l'impasto:	3,0-3,6 litri / 25 Kg
• Dimensione dell'inerte:	diametro massimo 2,5 mm
• Lavorabilità:	consistenza plastico/tixotropica
• Peso specifico miscela impastata:	$1,6 \pm 1,7$ Kg/l
• Resistenza a compressione:	28 gg $\geq 3,5$ MPa
• Modulo elastico secante:	circa 950 MPa
• Deformazione al carico massimo:	$> 550 \mu\epsilon$
• Fattore resistenza diff. vapore acqueo:	$\mu \leq 10$
• Permeabilità al vapore acqueo:	$1,85 \times 10^{-11}$ mPas

(*) Come riportato da scheda tecnica della casa produttrice.

MALTA D (*)	
<i>Descrizione</i>	
Malta premiscelata tixotropica di calce idrata e metacaolino, indicata per la realizzazione di malte ed intonaci strutturali. Malta da muratura e intonaco secondo la normativa europea EN 998.	
<i>Campi d'impiego</i>	
Realizzazione di malte da muratura e intonaci aventi caratteristiche spiccatamente strutturali: <ul style="list-style-type: none"> • paretine armate (lastre armate); • volte armate; • allettamenti per fondazione di cortine murarie; • ristilature dei giunti di malta armati con barrette in fibra di carbonio Mbar Joint. 	
<i>Vantaggi</i>	
La particolare ed originale modificazione della calce con uno speciale metacaolino consente di ottenere elevate caratteristiche meccaniche anche in totale assenza di cemento.	
<i>Voce di capitolato</i>	
Malta premiscelata tixotropica di calce idrata e metacaolino, indicata per la realizzazione di malte ed intonaci strutturali. Malta da muratura e intonaco secondo la normativa europea EN 998.	
<i>Caratteristiche tecniche</i>	
• Colore:	grigio chiaro
• Acqua occorrente per l'impasto:	5,5 - 6 litri / 25 Kg
• Densità:	2040 kg/m ³
• Adesione al supporto:	> 0,6 MPa
• Coefficiente diffusione al vapore:	$\mu < 150$
• Coefficiente assorbimento capillare:	4 Kg·m ⁻² ·h ^{-0,5}
• Resistenza a compressione:	15 ÷ 20 MPa
• Modulo elastico statico:	16000 ± 500 MPa

(*) Come riportato da scheda tecnica della casa produttrice.

4.3 Confezionamento dei provini

4.3.1 Provini singoli materiali

Da ogni singolo mattone storico, di cui è stato prelevato qualche campione dal cantiere della Reggia di Venaria, sono stati ricavati due provini di dimensioni 40x40x160 mm, estratti dalla parte centrale dello stesso secondo lo schema mostrato in figura 4.1, ed etichettati con la sigla LA seguita dal numero d'ordine.

Le malte sono invece state confezionate con le medesime dimensioni normalizzate, mediante appositi casseri metallici, ed etichettate con la sigla "X" M dove "X" è la tipologia di malta (A, B, C, D) e relativo numero d'ordine. Le malte sono state conservate 2-3 giorni all'interno dei casseri ad umidità costante, successivamente scasserate e fatte maturare in acqua per 28 giorni.

In totale sono stati tagliati 20 campioni di laterizi e confezionati 18 per ogni tipologia di malta.

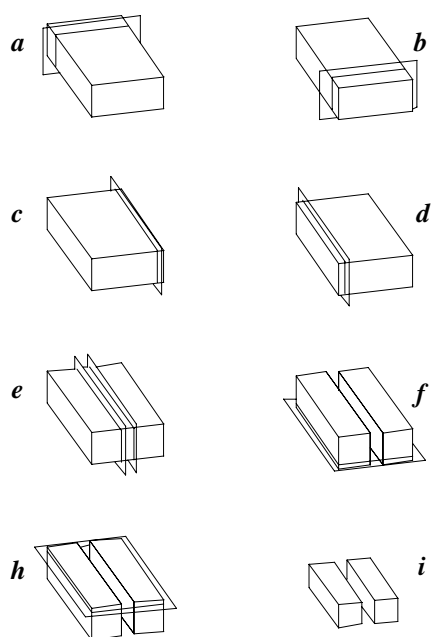


Figura 4.1 – Schema di taglio adottato per il singolo mattone

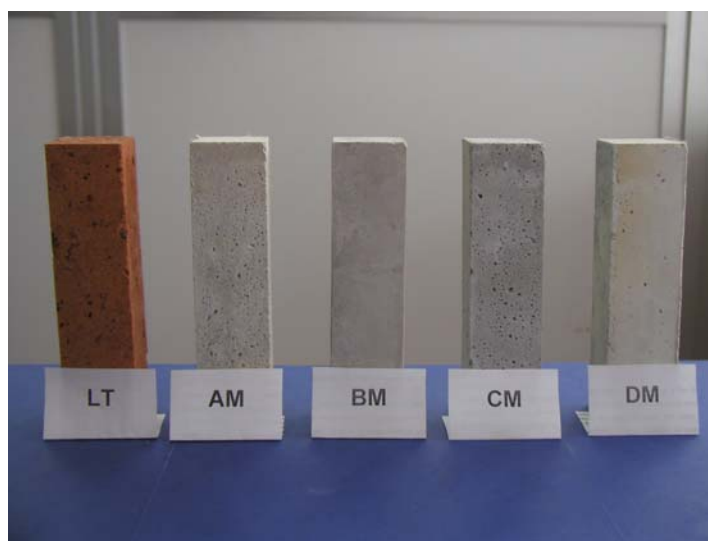


Figura 4.2 – Tipologia provini singolo materiale

4.3.2 Provini misti laterizio-malta

Il laterizio utilizzato per il confezionamento dei provini misti è stato ricavato dal mattone storico secondo i tagli e la procedura descritta nella figura 4.3

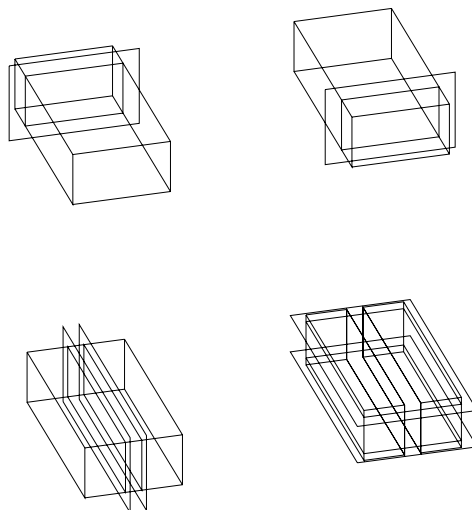


Figura 4.3 – Schema di tagli adottato per un singolo mattone

I laterizi impiegati per il confezionamento dei provini misti hanno ricevuto un trattamento superficiale (preliminare al getto) che ha interessato la faccia a vista, zona in cui è stato scelto di applicare il prodotto. Al fine di migliorare la sua adesione al laterizio, si è ritenuto opportuno rendere scabra la superficie di quest'ultimo effettuando alcune lavorazioni (figura 4.4), quali:

- picchettatura mediante scalpello;
- spazzolatura mediante spazzola a setole d'acciaio;
- foratura della faccia a vista mediante trapano: sono stati eseguiti due fori di diametro e profondità 10 mm, centrati sull'asse della faccia a vista e posizionati a 1/4 dagli spigoli del campione.

In totale sono stati confezionati 8 provini misti per la serie AL, e 10 per ogni altra serie.



Figura 4.4 – Lavorazione del laterizio.

Il confezionamento dei provini misti è avvenuto utilizzando dei casseri di legno, appositamente realizzati, di dimensioni 223 x 57 x 83 mm (figura 4.5). E' stato inserito il campione di laterizio e successivamente eseguito sopra di esso il getto di malta fino ad uno spessore di 30 mm, riempiendo gradualmente i casseri in due fasi, così da poter effettuare, a ogni interruzione di getto, un assestamento dell'impasto fluido mediante vibratore. I provini misti, mantenuti 2-3 giorni ad umidità costante nei casseri con copertura di panni bagnati, sono stati poi scasserati e immersi in apposite vasche d'acqua per 28 giorni, al fine di raggiungere la completa maturazione (Grazzini, 2001).

Ogni campione misto è stato etichettato con la sigla "X"L, dove "X" sta per il codice della relativa malta (A, B, C, D), seguito dal numero d'ordine.

Per evitare che la non perfetta planarità delle teste del provino, dovuta al riporto della malta sul laterizio, potesse influire sulle condizioni di prova e dare origine ad una distribuzione non uniforme del carico, è stato applicato un sottile strato di scagliola su entrambe le teste del campione.



Figura 4.5 – Casseri di legno per il confezionamento dei provini misti malta-laterizio.

4.4 Determinazione delle caratteristiche meccaniche

4.4.1 Strumentazione adottata

Per la sperimentazione condotta è stato utilizzato il seguente apparato sperimentale:

- macchina di prova materiali
- sensori di misura
- sistema di condizionamento ed acquisizione del segnale
- sistema di acquisizione dati.

4.4.2 Macchina di prova materiali

Le prove di compressione, cicliche e statiche, sono state compiute con l'ausilio di una macchina di prova materiali M.T.S. (Material Testing Sistem) da 250 kN, modello 810. Questo tipo di macchina rientra tra quelle servoassistite da un dispositivo elettronico. Pertanto, essa consente l'esecuzione di prove tramite il controllo di una grandezza fisica, scelta dallo sperimentatore, per mezzo della sua unità di regolazione: la *Micro Console 458.20*. La macchina è costituita da un cilindro idraulico (attuatore) comandato da un sistema oleodinamico. La forza è

trasmessa attraverso una coppia di piatti, uno solidale al cilindro e l'altro ad una traversa mobile di contrasto. Il piatto superiore è munito di uno snodo sferico, per garantire un completo contatto tra il provino e il dispositivo di carico.

In questa ricerca si è proceduto tramite il controllo dell'incremento di carico, per quanto riguarda le prove cicliche, e del controllo di corsa per le prove statiche. La macchina è pertanto corredata di un sistema per la misura del carico e della corsa del pistone.

La misura del carico è realizzata da un trasduttore di forza a ponte estensimetrico (cella di carico), con portata di 250 kN. Esso è collegato all'unità di controllo tramite il suo modulo di amplificazione, che consente di impostarne le diverse scale di misura.



Figura 4.6 – Macchina di prova materiali M.T.S.

La misura della corsa del pistone è eseguita da un trasduttore di spostamento induttivo del tipo LVDT (*linear variable differential trasducer*), con corsa da 100 mm, incorporato all'interno del cilindro di carico. Anch'esso è provvisto di una sua unità di condizionamento, per poter eseguire le misure su differenti portate.

4.4.3 Sensori di misura

Per la misura degli spostamenti longitudinali sono state impiegate coppie di trasduttori di spostamento, a ponte induttivo, con una corsa nominale di ± 10 mm, di fabbricazione H.B.M. modello W10TK (classe di precisione 0,2%). Tali sensori funzionano sul principio di variazione di induttanza e sono assimilabili agli estensimetri con configurazione a mezzo ponte.

Per le prove statiche su campioni di singolo materiale è stata utilizzata una sola coppia di trasduttori, applicata sui piatti della macchina MTS.

Le prove di valutazione del modulo elastico hanno richiesto anche l'utilizzo di estensimetri elettrici (*strain gauge*) per la misurazione delle deformazioni verticali e trasversali (figura 4.7). Gli estensimetri sono realizzati con un sottilissimo filo di materiale conduttore, posto su un supporto flessibile, e collegati ad un circuito elettrico di misura (ponte di Wheastone). La variazione di lunghezza del filo, provocata da una deformazione, determina una variazione di resistenza che squilibra il ponte, da cui la misura del fenomeno.

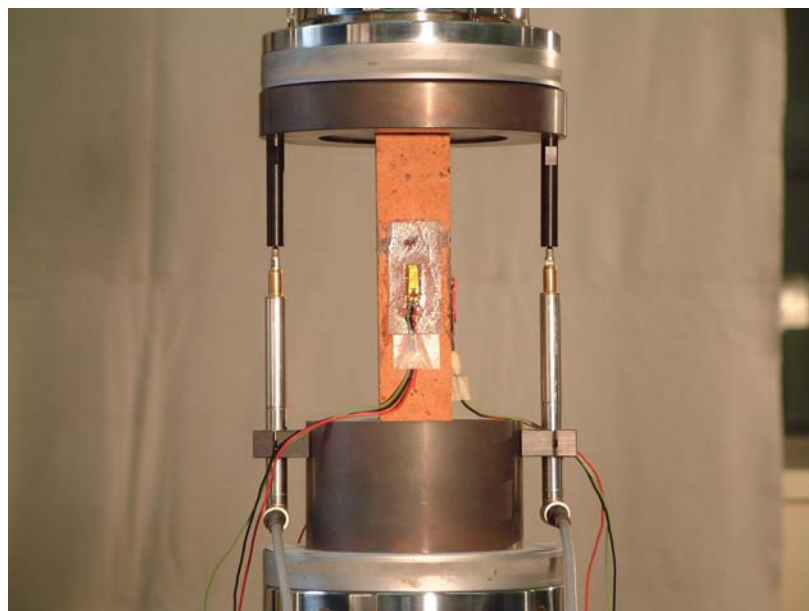


Figura 4.7 – Trasduttori verticali ed estensimetri per prova su singolo materiale

Lo schema di misura adottato prevede l'impiego di un compensatore, cioè un campione di confronto non sollecitato. Esso ha permesso le correzioni attinenti le

possibili e inevitabili variazioni di temperatura che si possono verificare durante le prove. Tali variazioni, alterando il valore della resistenza elettrica dello *strain gauge*, danno luogo a deformazioni apparenti nella misura. Il compensatore, inoltre, serve ad ottenere un segnale più alto e a completare elettricamente il ponte realizzato dagli estensimetri collegati, consentendo altresì di mediare gli eventuali squilibri nella misura dovuti a sollecitazioni di pressoflessione, nate da una non perfetta centratura del carico.

Per strumentare i campioni misti da testare nelle prove cicliche sono state impiegate tre coppie di trasduttori, secondo lo schema di figura 4.8: una coppia verticale ancorata ai piatti della macchina MTS; una seconda verticale applicata direttamente al provino sulle facce opposte dei due materiali, con una luce di circa 130 mm; infine una terza orizzontale per la misura degli spostamenti derivanti da fenomeni di spanciamiento (figura 4.10). A completamento del sistema è stata applicata una coppia di estensimetri elettrici sulle due facce verticali opposte del campione, al fine di misurare le deformazioni trasversali. In questo modo, durante la prova ciclica, è possibile ricavare le misure di tutte le singole deformazioni assiali: verticale, orizzontale e trasversale, la cui somma algebrica fornisce la deformazione volumetrica.

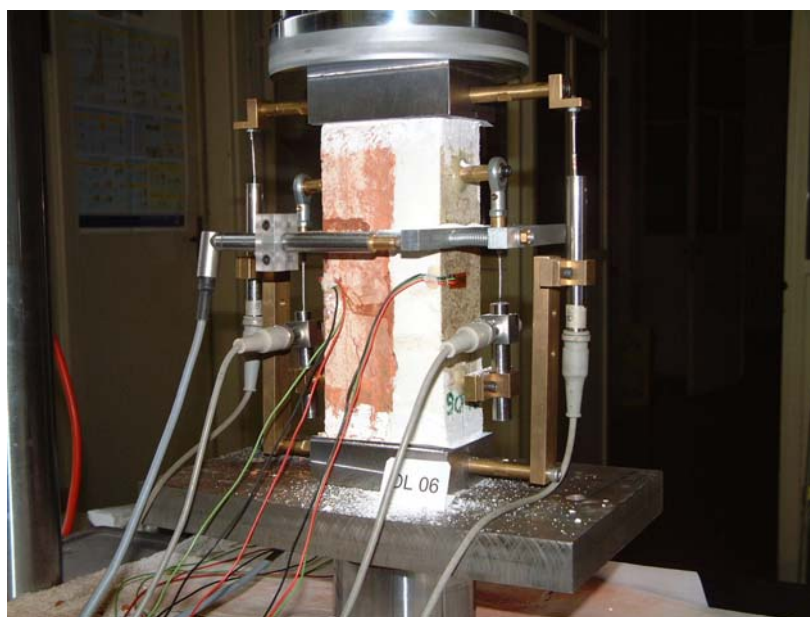


Figura 4.8 – Strumentazione per i provini misti laterizio-malta

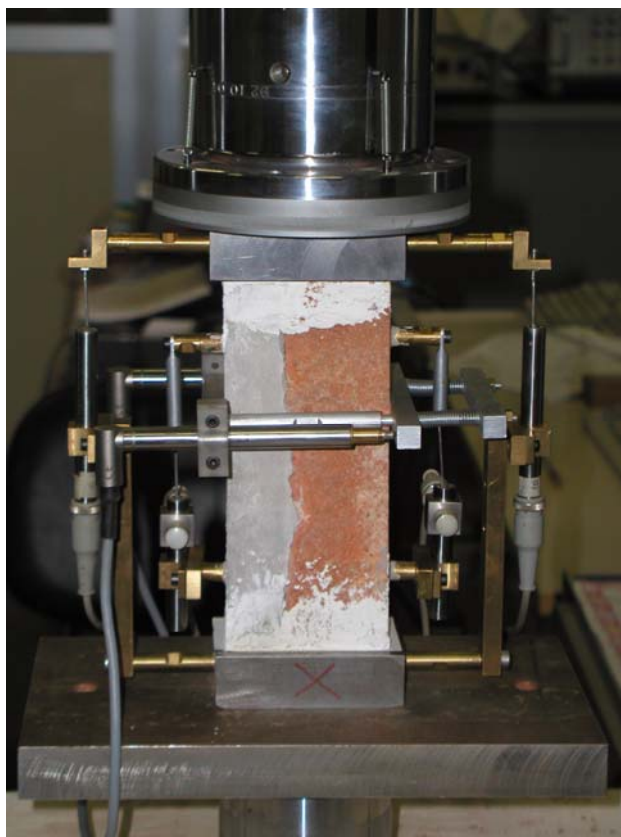


Figura 4.9 – Sistemi di trasduttori per provino misto laterizio-malta

La scelta di utilizzare una seconda coppia di trasduttori verticali direttamente sul provino è dettata dal tentativo di studiare meglio l'interazione fra i due materiali. Tuttavia a volte i perni di appoggio si sono scollati dal materiale nei momenti in cui esso iniziava a fessurarsi, anche senza raggiungere il collasso, invalidando così le successive misurazioni. Per questo motivo è stata comunque applicata una seconda coppia di trasduttori sui piatti della macchina, la quale ha permesso una lettura corretta, fino a rottura del provino.

La prova ciclica è stata impostata per una durata di 100000 cicli, a 1.3 Hz per un totale di 24 ore circa. I campioni misti che sono rimasti integri dopo tale prova sono stati sottoposti a successiva prova statica di compressione a rottura.

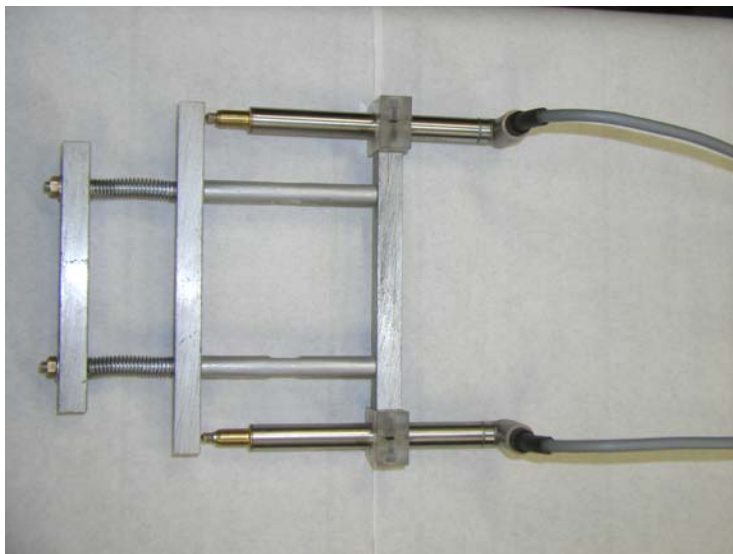


Figura 4.10 – Sistema di trasduttori orizzontali per i provini misti

4.4.4 Sistema di amplificazione e condizionamento del segnale

Il sistema che provvede a ricevere, condizionare, amplificare e restituire sotto forma digitale i segnali provenienti dai trasduttori è costituito da un'unità della HBM modello "Spider 8". Sono presenti sullo strumento un totale di 8 canali di acquisizione e la comunicazione con il sistema di acquisizione ed elaborazione dei dati avviene attraverso la porta parallela LPT1. Tale apparecchio, di semplice utilizzo, consente di avere immediatamente i dati rilevati senza l'impiego di ulteriori apparecchiature, cosicché i valori possono essere facilmente immagazzinati nel database di acquisizione.

4.4.5 Sistema di acquisizione dati

Il sistema di acquisizione dei dati si compone di un PC collegato con l'unità Spider 8 tramite la porta parallela LPT 1.

Il programma installato sull'elaboratore è il Catman 2.2, versione 2 sviluppato dall'HBM, ed è interfacciato con tutti gli altri apparecchi di prova e consente la visualizzazione in tempo reale dei valori di carico e spostamento.

4.5 Determinazione delle caratteristiche termo-igrometriche

4.5.1 Strumentazione adottata

Per l'esecuzione delle prove termo-igrometriche è stato utilizzato il seguente apparato sperimentale:

- forno
- bollitore
- estensimetro meccanico
- cella frigorifera per i cicli di gelo-disgelo.

Le prove effettuate sono state le seguenti:

- Determinazione del coefficiente di assorbimento d'acqua per capillarità
- Determinazione dell'assorbimento d'acqua mediante bollitura
- Determinazione del coefficiente di dilatazione termica lineare
- Prove di gelo-disgelo

4.5.2 Forno

Il forno elettrico, utilizzato per l'essiccamento dei provini di singolo materiale, ha le dimensioni di 65x100x155 cm. E' provvisto di due termostati e un temporizzatore, tramite cui impostare l'accensione e lo spegnimento; può raggiungere la temperatura massima di 250 °C.

4.5.3 Bollitore

Il bollitore usato per la prova di assorbimento d'acqua sui provini di singolo materiale ha le dimensioni 63x100x40 cm; è provvisto di termostato regolabile da 30 a 120°C; per lo smaltimento dell'acqua interna si usa un apposito rubinetto posto nella parte inferiore (figura 4.11).

4.5.4 Estensimetro meccanico

Per valutare l'entità delle deformazioni dei campioni di singolo materiale durante la prova di dilatazione termica lineare è stato utilizzato un estensimetro meccanico Mayes & Song, avente una base di misura di 200 mm con comparatore millesimale a corsa di 5 mm. Il deformometro è costituito da divisioni di 0,001 mm (figura 4.12).



Figura 4.11 – Bollitore utilizzato per la prova di assorbimento d'acqua



Figura 4.12 – Estensimetro meccanico

4.5.5 Cella frigorifera per prove gelo-disgelo

L'apparecchiatura consiste di una vasca da circa 120 l e di un congelatore da 305 l (figura 4.13). I cicli di gelività avvengono immergendo completamente il provino in acqua nella fase di disgelo (a temperatura $20 \pm 5^\circ\text{C}$), successivamente, tramite una serie di valvole collegate ad un timer, l'acqua passa dal congelatore alla vasca permettendo l'inizio della fase di gelo in cui la temperatura scende fino a $-10 \pm 2^\circ\text{C}$. La durata dei cicli è di 6,5 ore nella fase di gelo, e 6 ore nel disgelo in acqua.



Figura 4.13 – Apparecchiatura per i cicli di gelo-disgelo

4.5.6 Determinazione del coefficiente di assorbimento d'acqua per capillarità

Seguendo la normativa UNI EN 1015-18 per le malte da restauro e la normativa UNI EN 772-11 per il laterizio, è stata eseguita la prova di risalita capillare su provini di dimensioni 40x40x160mm. I campioni sono stati precedentemente essiccati in forno ad una temperatura di 60°C per le malte e 105°C per il laterizio, al fine di ottenere una massa costante secondo quanto indicato dalla normativa:

essa viene raggiunta quando due pesate consecutive, distanti 24 ore durante l'essiccazione, non differiscono di oltre lo 0.2% della massa totale. Una volta nota la massa secca, i campioni sono stati inseriti verticalmente in una bacinella riempita d'acqua per un'altezza di 10 mm, in modo che una faccia del provino risultasse immersa (a tal fine sono stati inseriti degli opportuni distanziatori di appoggio per garantire che l'intera area della faccia fosse a contatto con l'acqua). La prova ha avuto una durata di 24 ore per le malte da restauro e di 1 minuto per i laterizi, secondo quanto prescritto dalle rispettive norme. Al termine della prova i campioni sono stati pesati per determinare il valore della massa umida la quale, insieme al valore secco, permette di ricavare il coefficiente di assorbimento d'acqua per risalita capillare.

4.5.7 Determinazione dell'assorbimento d'acqua mediante bollitura

Una volta ripetuto il ciclo di essiccazione e determinata la massa costante, i campioni di laterizio e malta, di dimensioni 40x40x160mm, sono stati disposti in un ebollitore: una vasca riempita d'acqua ad un'altezza superiore a quella dei provini, in modo da immergerli completamente. La vasca è dotata di un sistema di resistenze in grado di scaldare l'acqua contenuta. La normativa UNI EN 772-2 prescrive di raggiungere il punto di ebollizione per circa 1 ora, proseguire l'ebollizione per altre 5 ore e poi lasciare raffreddare fino a temperatura ambiente, per perdita naturale di calore, per non meno di 16 ore. Dopo è possibile rimuovere i provini, tamponarli e pesarli per ottenere la massa satura e il relativo coefficiente di assorbimento d'acqua.

4.5.8 Determinazione del coefficiente di dilatazione termica lineare

Ad essiccazione avvenuta, i campioni di laterizio e malta, di dimensioni 40x40x160mm, sono stati strumentati con l'applicazione di due coppie di basette estensimetriche posizionate con luce di 150 mm su due facce verticali opposte. Tramite un comparatore meccanico sono state effettuate le misure iniziali della lunghezza a temperatura ambiente (monitorando anche la temperatura del provino con una termocoppia). Successivamente i campioni sono stati inseriti in forno e portati a due diversi steps di temperatura, secondo quanto indicato dalla normativa UNI EN 1770. Per le malte da restauro sono state raggiunte le temperature di 40°C e 60°C, per i laterizi storici di 50°C e 100°C. A tali temperature è stata misurata la lunghezza dei campioni col comparatore, al fine di ricavare la variazione lineare dovuta allo sbalzo termico e il relativo coefficiente di dilatazione.

Capitolo 5

Risultati campagna sperimentale

5.1 Caratterizzazione dei singoli materiali

Al fine di determinare le principali caratteristiche meccaniche dei singoli materiali, sono state eseguite prove di flessione, compressione, modulo elastico, coefficiente di Poisson e prove termo-igrometriche di diversa natura per caratterizzare il comportamento delle malte e del laterizio storico della Reggia di Venaria, in modo da avere utili parametri di riferimento nell'analisi delle prove cicliche e di gelo-disgelo quando i due materiali lavorano insieme.

5.1.1 Prova a flessione, compressione e modulo elastico

Seguendo la normativa UNI EN 1015-11 sono state eseguite le prove a flessione e a compressione sui monconi rotti per flessione, utilizzando provini di dimensioni 40x40x160 mm (tabella 5.1). Rispetto ai laterizi di nuova produzione (Ragazzoni, 1999) quelli storici della Reggia di Venaria mostrano una resistenza a flessione inferiore del 33% e una resistenza a compressione sui monconi rotti inferiore del 49%.

In accordo a quanto prescritto dalla norma UNI 6556 sono state eseguite le prove di compressione su provini prismatici e successivamente si sono determinati il modulo elastico e il coefficiente di Poisson (tabelle 5.2 – 5.3). Anche in questo caso i laterizi storici hanno manifestato una resistenza inferiore del 57% rispetto ai dati elaborati su laterizi di nuova produzione.

FLESSIONE E COMPRESSIONE SU MONCONI FLESSIONE (malte 28 gg)						
MATERIALE	PROV.	AREA [mm²]	CARICO [N]	$\sigma_{\text{flessione}}$ [N/mm²]	$\sigma_{\text{fless. media}}$ [N/mm²]	$\sigma_{\text{compr. media}}$ [N/mm²]
MALTA A	AM 02	1664	1320	3.08	2.95	12.15
	AM 03	1665	1330	3.14		
	AM 06	1668	1130	2.62		
MALTA B	BM 01	1632	970	2.34	2.29	5.95
	BM 02	1600	910	2.29		
	BM 04	1600	890	2.24		
MALTA C	CM 10	1648	1060	2.51	2.30	6.84
	CM 11	1644	920	2.20		
	CM 15	1640	910	2.18		
MALTA D	DM 01	1689	1270	2.87	2.51	21.06
	DM 02	1664	850	1.98		
	DM 03	1696	1200	2.68		
LATERIZIO STORICO	LA 01	1608	1200	2.96	3.07	11.63
	LA 06	1517	1120	3.02		
	LA 14	1648	1320	3.22		

Tabella 5.1 – Risultati prove flessione e compressione su monconi: materiali singoli

E' interessante osservare come, a distanza di 6 mesi dal getto, quasi tutte le malte abbiano manifestato un radicale miglioramento delle prestazioni meccaniche rispetto a quanto registrato a 28 giorni (tabella 5.3), dovuto ai processi di maturazione. Solamente la malta A ha mantenuto quasi invariata la resistenza a compressione, mentre per la B e C si registra addirittura un aumento, rispettivamente di oltre il 110% e 140%, e per la D di oltre il 50%. Le percentuali sono riferite ai risultati ricavati dalle prove preliminari sui provini prismatici, eseguite dopo 28 giorni di maturazione, rispetto alle stesse prove di compressione svolte dopo circa 6 mesi dalla data del getto, subito dopo la misurazione del modulo elastico sulla stessa tipologia di provini.

E' altresì importante notare come, in generale, i valori ricavati dalle prove in laboratorio siano abbastanza corrispondenti a quelli dichiarati dalle case produttrici, eccetto il modulo elastico della malta C, il cui valore sperimentale risulta nettamente superiore a quanto riportato sulla scheda tecnica, e il modulo elastico della malta D, inferiore a quanto indicato; le resistenze a compressione delle malte A e B sono rispettivamente superiore e inferiore rispetto alle schede tecniche.

COMPRESSIONE SU PRISMA (maturazione malte 28 gg)						
MATERIALE	PROV.	AREA [mm ²]	CARICO [N]	$\sigma_{28\text{ gg.}}$ [N/mm ²]	$\sigma_{28\text{ gg. media}}$ [N/mm ²]	$\sigma_{\text{produttore}}$ (28gg) [N/mm ²]
MALTA A	AM 04	1652	14720	8.91	8.94	4÷6
	AM 05	1644	13700	8.33		
	AM 07	1644	15740	9.57		
MALTA B	BM 03	1616	7900	4.89	5.16	12
	BM 05	1612	8450	5.24		
	BM 06	1628	8700	5.34		
MALTA C	CM 05	1620	5700	3.52	4.20	>3.5
	CM 13	1628	7590	4.66		
	CM 17	1644	7250	4.41		
MALTA D	DM 04	1620	26780	16.53	15.85	15÷20
	DM 05	1688	26710	15.82		
	DM 06	1652	25090	15.19		
LATERIZIO STORICO	LA 02	1494	9450	6.33	8.98	-
	LA 03	1640	16280	9.93		
	LA 04	1660	17740	10.69		

Tabella 5.2 – Risultati prove compressione su prisma: materiali singoli

MODULO ELASTICO E COMPRESSIONE (provini malta dopo 6 mesi maturazione)									
Materiale	Prov.	Area [mm²]	E [N/mm²]	ν	E_{media} [N/mm²]	E_{produttore} [N/mm²]	ν_{media}	σ_{media} [N/mm²]	Variaz. % σ (6 mesi)
Malta A	AM 08	1652	5596	0.10	6208	4000 ÷ 6000	0.12	8.27	-7.50
	AM 15	1652	6361	0.14					
	AM 16	1652	6669	0.13					
Malta B	BM 09	1636	7586	0.17	7534	8000	0.19	10.91	+111.55
	BM 10	1656	7267	0.21					
	BM 11	1636	7749	0.20					
Malta C	CM 03	1648	12074	0.18	12678	950	0.23	10.34	+146.39
	CM 06	1620	13256	0.27					
	CM 12	1620	12703	0.23					
Malta D	DM 10	1644	10946	0.14	12274	16000 ± 500	0.32	24.95	+57.47
	DM 15	1676	14337	0.44					
	DM 16	1668	11539	0.39					
Laterizio storico	LA 07	1640	3172	0.04	4099	-	0.08	8.09	-9.89
	LA 15	1664	4683	0.12					
	LA 19	1648	4443	0.09					

Tabella 5.3 – Risultati modulo elastico e compressione su prisma: materiali singoli

5.1.2 Prove termo-igrometriche

Al fine di studiare in modo approfondito la risposta deformativa dei singoli materiali anche in presenza di sollecitazioni termiche e igrometriche che possono mettere in crisi il sistema laterizio-malta, sono state eseguite le seguenti prove secondo la normativa in vigore:

- Determinazione del coefficiente di assorbimento d'acqua per capillarità (UNI EN 1015-18 e UNI EN 772-11);
- Determinazione dell'assorbimento d'acqua di elementi in muratura di laterizio mediante bollitura in acqua (UNI EN 772-7);
- Determinazione del coefficiente di dilatazione termica (UNI EN 1770).

Tutte le prove sono state precedute dall'operazione di essiccazione dei provini, avvenuta in forno alla temperatura di 60 °C per le malte e 105 °C per i laterizi, secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento.

RISALITA CAPILLARE (UNI EN 1015-18)					
MATERIALE	PROVINO	M ₀ [g]	M ₃ [g] 24h	C [kg/m ²]	C _{media} [kg/m ²]
MALTA A	AM 09	458.86	472.07	8.26	8.42
	AM 10	450.80	463.69	8.06	
	AM 12	437.94	451.30	8.35	
	AM 13	463.16	476.81	8.53	
	AM 14	437.11	450.27	8.22	
	AM 17	460.42	474.96	9.09	
MALTA B	BM 07	412.10	485.88	46.11	44.91
	BM 08	412.83	483.33	44.06	
	BM 12	402.71	475.71	45.63	
	BM 13	410.42	481.05	44.14	
	BM 14	400.97	470.54	43.48	
	BM 15	407.07	480.71	46.03	
MALTA C	CM 01	431.11	445.00	8.68	8.54
	CM 02	454.74	468.42	8.55	
	CM 04	448.11	460.89	7.99	
	CM 07	447.23	460.56	8.33	
	CM 08	436.15	449.40	8.28	
	CM 09	411.13	426.17	9.40	
MALTA D	DM 07	451.54	476.64	15.69	13.96
	DM 08	447.40	470.40	14.38	
	DM 09	443.58	464.19	12.88	
	DM 11	455.52	479.01	14.68	
	DM 12	447.55	468.79	13.28	
	DM 14	451.24	471.85	12.88	

Tabella 5.4 – Risultati prova di risalita capillare sulle malte

La propensione del materiale al fenomeno della risalita capillare è valutata tramite il coefficiente C di assorbimento d'acqua per capillarità espresso in kg/m², dato nel caso di malte da restauro dalla seguente relazione:

$$C = 0.625 \cdot (M_3 - M_0) \quad (5.1)$$

dove M_0 è la massa a secco (g) del provino, M_3 è la massa (g) dopo l'immersione per 24 h.

Il coefficiente C viene misurato sottoponendo una faccia dei provini di malta, di dimensioni 40x40x160 mm, ad una immersione in acqua per una profondità di 5-10 mm per 24 h (tabella 5.4).

RISALITA CAPILLARE LATERIZI (UNI EN 772-11)						
MATERIALE	PROV.	A_s [mm ²]	M_{dry} [g]	M_{so} [g] 1min	C_{wi} [kg/(m ² min)]	$C_{wi\ media}$ [kg/(m ² min)]
LATERIZIO STORICO	LA 08	1564.20	404.11	418.44	9.16	9.85
	LA 10	1648.00	425.69	442.72	10.33	
	LA 11	1556.30	470.55	483.46	8.30	
	LA 12	1611.90	467.89	479.46	7.18	
	LA 17	1611.90	443.34	463.02	12.21	
	LA 18	1620.00	416.83	436.17	11.94	

Tabella 5.5 – Risultati prova di risalita capillare sulle malte

Per i laterizi è invece stata seguita la UNI EN 772-11, che prescrive una prova analoga alle malte, con la differenza che la durata è fissata in un minuto e il coefficiente C_{wi} di assorbimento capillare d'acqua è espresso in kg/(m² min) e valutato nel seguente modo:

$$C_{wi} = \frac{M_{so} - M_{dry}}{A_s \cdot t} \cdot 10^{-3} \quad (5.2)$$

dove M_{so} è la massa secca (g) del provino dopo l'ecciccamento, M_{dry} è la massa (g) dopo l'immersione per un tempo t espresso in minuti (tabella 5.5).

Quasi tutte le malte hanno valori prossimi a quelli del laterizio storico, ad eccezione della malta B, che possiede un coefficiente C molto più elevato. Essa è l'unica malta il cui impiego specifico è solo per iniezioni nelle murature, e questo motivo può influire sul valore così alto del coefficiente.

La prova di assorbimento d'acqua (UNI EN 772-7) è consistita invece nell'immersione completa in acqua dei provini, facendoli bollire per 5 ore e lasciandoli raffreddare fino a temperatura ambiente per altre 16 ore. Successivamente sono stati tolti dall'acqua e quindi pesati per misurare la massa satura M_s . L'assorbimento d'acqua W_s è valutato in percentuale:

$$W_s = \frac{M_s - M_d}{M_d} \cdot 100 \quad (5.3)$$

ASSORBIMENTO D'ACQUA (UNI EN 772-7)					
MATERIALE	PROVINO	M _d [g]	M _s [g]	W _s	W _{s media} (%)
MALTA A	AM 09	458.87	533.94	16.36	17.33
	AM 10	450.94	529.75	17.48	
	AM 12	437.99	518.06	18.28	
	AM 13	463.24	536.12	15.73	
	AM 14	437.19	520.40	19.03	
	AM 17	460.33	539.14	17.12	
MALTA B	BM 07	413.03	503.13	21.81	21.85
	BM 08	413.77	503.58	21.71	
	BM 12	403.54	493.20	22.22	
	BM 13	411.33	499.74	21.49	
	BM 14	401.84	490.40	22.04	
	BM 15	407.88	497.03	21.86	
MALTA C	CM 01	431.14	496.88	15.25	15.08
	CM 02	454.67	511.20	12.43	
	CM 04	448.23	505.22	12.71	
	CM 07	447.26	509.36	13.88	
	CM 08	436.4	505.40	15.81	
	CM 09	411.3	495.04	20.36	
MALTA D	DM 07	449.59	539.02	19.89	20.07
	DM 08	444.97	535.37	20.32	
	DM 09	441.3	530.21	20.15	
	DM 11	453.18	544.29	20.10	
	DM 12	445.07	533.49	19.87	
	DM 14	448.68	538.79	20.08	
LATERIZIO STORICO	LA 08	404.02	499.72	23.69	20.60
	LA 10	425.66	526.82	23.77	
	LA 11	470.33	543.06	15.46	
	LA 12	467.74	541.83	15.84	
	LA 17	443.35	534.14	20.48	
	LA 18	416.55	517.95	24.34	

Tabella 5.6 – Risultati prova di assorbimento d'acqua in 24 h

I valori dei materiali in questo caso risultano tutti simili, dimostrando una percentuale di assorbimento omogenea.

DILATAZIONE TERMICA MALTE											
STEPS		T _{ambiente} → 40°C					T _{ambiente} → 60°C				
Mat.	Prov.	T _{pi} [°C]	T _{pf} [°C]	Δt [°C]	α [°C ⁻¹]	α _{media} [°C ⁻¹]	T _{pi} [°C]	T _{pf} [°C]	Δt [°C]	α [°C ⁻¹]	α _{media} [°C ⁻¹]
Malta A	AM09	20.6	39.5	18.9	1.30E-06	1.29E-06	20.6	63.1	42.5	1.35E-06	1.31E-06
	AM10	20.6	39.5	18.9	1.30E-06		20.6	63.1	42.5	1.33E-06	
	AM12	20.6	39.5	18.9	1.21E-06		20.6	63.0	42.4	1.32E-06	
	AM13	20.6	39.5	18.9	1.39E-06		20.6	63.0	42.4	1.32E-06	
	AM14	20.6	39.5	18.9	1.30E-06		20.6	62.8	42.2	1.32E-06	
	AM17	20.6	39.3	18.7	1.27E-06		20.6	62.8	42.2	1.22E-06	
Malta B	BM07	20.7	40.0	19.3	1.58E-06	1.65E-06	20.7	61.1	40.4	1.30E-06	1.35E-06
	BM08	20.7	40.0	19.3	1.62E-06		20.7	61.1	40.4	1.32E-06	
	BM12	20.7	40.1	19.4	1.66E-06		20.7	63.2	42.5	1.45E-06	
	BM13	20.7	40.1	19.4	1.61E-06		20.7	63.2	42.5	1.31E-06	
	BM14	20.7	40.2	19.5	1.82E-06		20.7	63.2	42.5	1.45E-06	
	BM15	20.7	40.2	19.5	1.65E-06		20.7	63.2	42.5	1.27E-06	
Malta C	CM01	20.7	40.2	19.5	1.26E-06	1.31E-06	20.7	62.6	41.9	1.17E-06	1.20E-06
	CM02	20.7	40.2	19.5	1.13E-06		20.7	62.6	41.9	1.19E-06	
	CM04	20.7	39.9	19.2	1.50E-06		20.7	62.1	41.4	1.25E-06	
	CM07	20.7	39.9	19.2	1.37E-06		20.7	62.1	41.4	1.23E-06	
	CM08	20.7	39.7	19.0	1.34E-06		20.7	60.9	40.2	1.22E-06	
	CM09	20.7	39.5	18.8	1.26E-06		20.7	60.9	40.2	1.12E-06	
Malta D	DM07	20.8	40.0	19.2	1.50E-06	1.34E-06	20.8	61.1	40.3	1.26E-06	1.28E-06
	DM08	20.8	40.0	19.2	1.46E-06		20.8	61.1	40.3	1.28E-06	
	DM09	20.8	40.3	19.5	1.39E-06		20.8	60.4	39.6	1.20E-06	
	DM11	20.8	40.3	19.5	1.26E-06		20.8	60.4	39.6	1.35E-06	
	DM12	20.8	40.2	19.4	1.22E-06		20.8	60.4	39.6	1.33E-06	
	DM14	20.8	40.2	19.4	1.22E-06		20.8	61.5	40.7	1.25E-06	

Tabella 5.7 – Risultati prova dilatazione termica malte

Le tabelle 5.7 e 5.8 mostrano i risultati delle prove di dilatazione termica, eseguite sugli stessi provini di dimensioni 40x40x160 mm, effettuando la misura di dilatazione lineare su base di 150 mm (ai cui estremi sono state applicate due basette estensimetriche) attraverso la lettura di un comparatore meccanico. Per ogni

campione è stata misurata la temperatura iniziale (ambiente) T_{pi} e quella finale T_{pf} . I diversi steps di variazione termica utilizzati per le malte rispetto ai laterizi sono funzione delle diverse temperature di essiccazione indicate dalla normativa.

DILATAZIONE TERMICA LATERIZI STORICI											
STEPS		$T_{ambiente} \rightarrow 50^{\circ}\text{C}$					$T_{ambiente} \rightarrow 100^{\circ}\text{C}$				
Mat.	Prov.	T_{pi} [$^{\circ}\text{C}$]	T_{pf} [$^{\circ}\text{C}$]	Δt [$^{\circ}\text{C}$]	α [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]	α_{media} [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]	T_{pi} [$^{\circ}\text{C}$]	T_{pf} [$^{\circ}\text{C}$]	Δt [$^{\circ}\text{C}$]	α [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]	α_{media} [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]
Lateriz. storico	LA08	21.2	53.8	34.1	6.21E-07	7.67E-07	19.7	100.4	80.7	9.02E-07	8.66E-07
	LA10	21.2	53.7	34.0	7.47E-07		19.7	100.4	80.7	7.66E-07	
	LA11	21.2	53.7	34.0	9.21E-07		19.7	99.9	80.2	9.82E-07	
	LA12	21.2	53.7	34.0	7.97E-07		19.7	100.1	80.4	8.42E-07	
	LA17	21.2	53.7	34.0	6.47E-07		19.7	100.4	80.7	8.18E-07	
	LA18	21.2	53.7	34.0	8.72E-07		19.7	100.7	81	8.88E-07	

Tabella 5.8 – Risultati prova dilatazione termica laterizi storici

Lo studio dei parametri termo-igrometrici si rivela di particolare importanza per la comprensione del comportamento deformativo dei singoli materiali costituenti la muratura, e, in particolare, del binomio laterizio storico-malta consolidante. Una scarsa resistenza a cicli stagionali di gelo-disgelo, una diversa variazione deformativa fra i materiali, una elevata attitudine alla risalita capillare di acqua, una maggiore propensione al ritiro nel tempo sono fenomeni che possono pregiudicare seriamente le caratteristiche meccaniche del sistema murario tanto quanto un dissesto strutturale (Binda and Baronio, 1985; Binda and Anti, 1990; Albertazzi and Tenaglia, 1992; Silano, 2002; Garavaglia et al., 2002). Il degrado che deriva da questo tipo di sollecitazioni deve esser preso seriamente in considerazione, alla luce della durabilità complessiva del sistema murario e dell'intervento di consolidamento.

5.2 Materiali accoppiati

La finalità di questa tipologia di provini, la cui lavorazione e preparazione è stata descritta nel capitolo 4, è di indagare il grado di compatibilità meccanica e termo-igrometrica tra il laterizio storico e le malte consolidanti, attraverso prove statiche preliminari e, in particolare, con prove cicliche rappresentanti le possibili sollecitazioni meccaniche e termiche che nella realtà del contesto possono mettere in crisi la durabilità del binomio (Grazzini, 2001; Crotti, 2001).

5.2.1 Prove statiche preliminari

Sono state eseguite prove di compressione a rottura su due provini misti per ogni serie, al fine di determinare il carico medio di rottura. La tabella 5.9 mostra una alta dispersione di risultati, che non permette di acquisire con fiducia i valori medi per impostare il 70% del carico da applicare nelle prove cicliche. Per l'esecuzione di quest'ultime è stato perciò scelto di effettuare sul provino una serie preliminare di 3 cicli di carico-scarico al 30% del valore statico medio, al fine di determinare il modulo elastico secante (calcolato sull'ultima curva di scarico) che costituirà il parametro di riferimento, rispetto agli stessi valori ricavati nelle prove statiche preliminari, per tarare il livello di carico da applicare nel test ciclico. Tale metodologia di scelta e previsione dell'ipotetico carico massimo si è dimostrata abbastanza soddisfacente, tuttavia non sempre è stata affidabile e precisa a causa dell'alta eterogeneità che caratterizza la tipologia dei provini. Successivi studi serviranno per migliorare la procedura e l'analisi di previsione.

SERIE	PROVINO	P_{max} [KN]	σ_{max} [N/mm ²]	σ_{media} [N/mm ²]	E [N/mm ²]
AL	AL02	102.75	19.30	15.40	11988
	AL04	59.76	11.49		14157
BL	BL01	108.51	22.17	16.89	16940
	BL02	52.30	11.60		4400
CL	CL01	40.78	9.71	12.58	6597
	CL02	76.98	15.46		12478
DL	DL01	58.50	12.10	12.04	6191
	DL02	60.45	11.98		8106

Tabella 5.9 – Risultati prove statiche preliminari su provini misti

Per completezza e sintesi di informazioni si riportano a fine capitolo (par. 5.2.3) i grafici delle prove statiche a rottura, dove saranno confrontate con le curve statiche effettuate dopo i cicli di gelo-disgelo e dopo le sollecitazioni cicliche.

5.2.2 Prove gelo-disgelo e successive prove statiche

Per ogni serie sono stati testati 4 provini misti in un test di gelività con la strumentazione e la tipologia descritte nel capitolo 4. La serie AL ha impiegato 3 provini. Tutti i campioni sono stati sottoposti a 28 cicli di gelo-disgelo, successivamente sono stati estratti dalla cella e sottoposti a 3 cicli di carico-scarico, come descritto nel paragrafo precedente, per valutare il modulo elastico e la rigidità secante. Due campioni per ogni serie (3 per la serie AL) hanno poi compiuto la prova statica a rottura, mentre i rimanenti sono stati utilizzati per le successive prove cicliche al fine di valutare anche l'influenza della gelività sul comportamento a fatica (Collins, 1944; Pauri et al., 1995; Wessman, 1997). Per problemi tecnici durante l'esecuzione delle prove la serie AL non ha potuto disporre di successivi campioni da testare anche a prova ciclica meccanica.

SERIE	PROV.	DEGRADO	P_{max} [KN]	σ_{max} [N/mm ²]	σ_{media} [N/mm ²]	Variaz. % σ prov.vergini	E [N/mm ²]
AL	AL03	Fessurato	95.54	19.78	15.88	+3.15	10050
	AL06	Distaccato	81.00	15.83			8151
	AL08	Distaccato	59.30	12.03			6701
BL	BL07	Fessurato	76.30	14.23	13.88	-17.81	6250
	BL10	Fessurato	66.50	13.52			6582
CL	CL06	Integro	104.50	9.92	14.88	+18.25	10604
	CL08	Integro	54.62	11.13			7191
DL	DL08	Integro	107.40	21.52	22.87	+89.93	35358
	DL07	Integro	129.30	24.22			16249

Tabella 5.10 – Risultati prove statiche dopo gelo-disgelo

Come è possibile osservare dai dati riportati nella tabella 5.10, la dispersione risulta ancora alta, dovuta alla grande eterogeneità che caratterizza il laterizio e la struttura del campione che lo vede accoppiato con la malta: ogni provino della stessa serie, seppur confezionato nell'identico modo, dimostra comunque di avere una "propria storia" e caratteristiche meccaniche molto diverse. La campagna sperimentale avrebbe sicuramente avuto necessità di maggiori dati statistici per valutare meglio alcuni fenomeni anomali. Ad esempio, il medio e grande incremento di resistenza delle serie CL e DL dopo i cicli di gelività, prova che si è dimostrata molto severa in generale, soprattutto perché ha messo l'interfaccia fra i

due materiali costantemente a contatto con l'acqua e il ghiaccio, causando molte fessurazioni e distacchi. Tuttavia è importante tenere in conto, come si vedrà nel proseguo dei risultati, che i campioni misti delle serie CL e DL provenienti dalle gelività hanno dimostrato un buon comportamento anche nelle successive prove cicliche, manifestando una notevole resistenza. Ne è comunque prova che i loro provini sono usciti visivamente integri dai 28 cicli di gelo-disgelo, a differenza delle serie AL e BL.

Nella necessità di monitorare con più precisione il decadimento delle proprietà meccaniche del provino durante i cicli di gelo-disgelo, senza fare riferimento a risultati di altri campioni, si è scelto di intraprendere un'ulteriore prova di gelività "a lungo termine": utilizzando un campione misto per ogni serie, si è valutato il modulo elastico e la rigidità secante iniziale con la solita procedura di 3 cicli di carico-scarico al 30%. Successivamente i campioni sono stati sottoposti a steps di 25 cicli di gelo-disgelo fino a 75, intervallati dalla misurazione del modulo elastico per valutarne il decadimento nel tempo.



Figura 5.1 – Campione misto CL dopo prova 25 cicli gelo-disgelo

Solamente il provino della serie BL è arrivato, seppur un po' fessurato, al traguardo dei 75 cicli di gelività (tabella 5.11); le serie CL e DL si sono fermate a 25 cicli perché gravemente danneggiati (figura 5.1) e, per alcuni, è stato impossibile eseguire la prova statica. La serie DL ha manifestato nuovamente un notevole incremento della resistenza meccanica, se paragonata con i valori delle prove statiche preliminari su altri campioni della stessa serie.

SERIE	PROV	Cicli	DEGRADO	P_{max} [KN]	σ_{max} [N/mm ²]	Variaz. % σ	E_i [N/mm ²]	E_f [N/mm ²]	Variaz. % E
AL	AL07	25	Distaccato	63.76	13.13	-14.73	9904	6961	-29.72
BL	BL08	25	Integro				7098	6853	-3.45
		50	Integro					6624	-6.68
		75	Fessurato	-	-	-		6091	-14.19
CL	CL03	25	Integro				7214	6142	-14.86
		50	Distaccato	-	-	-	-	-	-
DL	DL04	25	Distaccato	80.84	17.27	+43.45	5713	3863	-32.38

Tabella 5.11 – Risultati prove statiche dopo gelo-disgelo di lunga durata

5.2.3 Prove cicliche

Tali prove rappresentano la parte più delicata e importante dell'intera sperimentazione. Ad esse spetta soprattutto la finalità di studiare e validare il comportamento a lungo termine delle malte consolidanti. Il test a fatica consiste nel sottoporre il campione ad un carico di compressione variabile nel tempo (entro un prefissato intervallo di sollecitazione), per un determinato numero di cicli; l'ampiezza della tensione varia fra due estremi entrambi dello stesso segno. L'intervallo di carico è delimitato superiormente da un valore definito come percentuale del carico massimo ottenuto dalla prova statica, e inferiormente da un valore di precarico (dell'ordine di 1600 N) per evitare che ad ogni ciclo il provino si stacchi dai piatti della pressa, facendo nascere degli effetti dinamici dovuti alla ripresa del contatto.

L'alto valore scelto per il carico ciclico (70% del carico statico) è finalizzato a rendere la prova comunque severa per i materiali entro un breve periodo di durata del test (100000 cicli – 1,3 Hz - 24 ore circa), nonché di mettere in luce la potenzialità di alcuni indicatori monitorati nel tempo. Tra questi è stato analizzato l'andamento della deformazione volumetrica del provino misto, la cui tendenza ad assumere valori negativi (aumento di volume del provino) può mettere in evidenza una collaborazione minore o, addirittura, un distacco all'interfaccia tra i due materiali. Essa, insieme alle deformazioni verticali e orizzontali, costituisce uno dei

parametri utilizzati come indicatori della bontà dell'accoppiamento fra il materiale storico e quello moderno consolidante. L'andamento dei parametri meccanici e deformativi permette altresì di valutare un indice di degrado che il provino misto subisce nel corso della sollecitazione ciclica.

A causa di alcuni errori di trasmissione del segnale durante la prova ciclica, e dello scollamento dei perni di appoggio durante l'innescio di fessure sul provino, in taluni casi i trasduttori posizionati direttamente sul materiale non hanno registrato correttamente i valori di spostamento verticale. E' stato perciò opportuno relazionare tutte le misure delle caratteristiche meccaniche con la lettura dei trasduttori verticali posizionati sui piatti della macchina di prova, i quali hanno dimostrato una maggior precisione di segnale.

Lo svolgimento è stato articolato nel seguente ordine:

- prova carico-scarico iniziale 70% (3 cicli);
- prova ciclica 70% (100000 cicli);
- prova carico-scarico finale 70% (1 ciclo);
- prova post-ciclica di compressione a rottura.

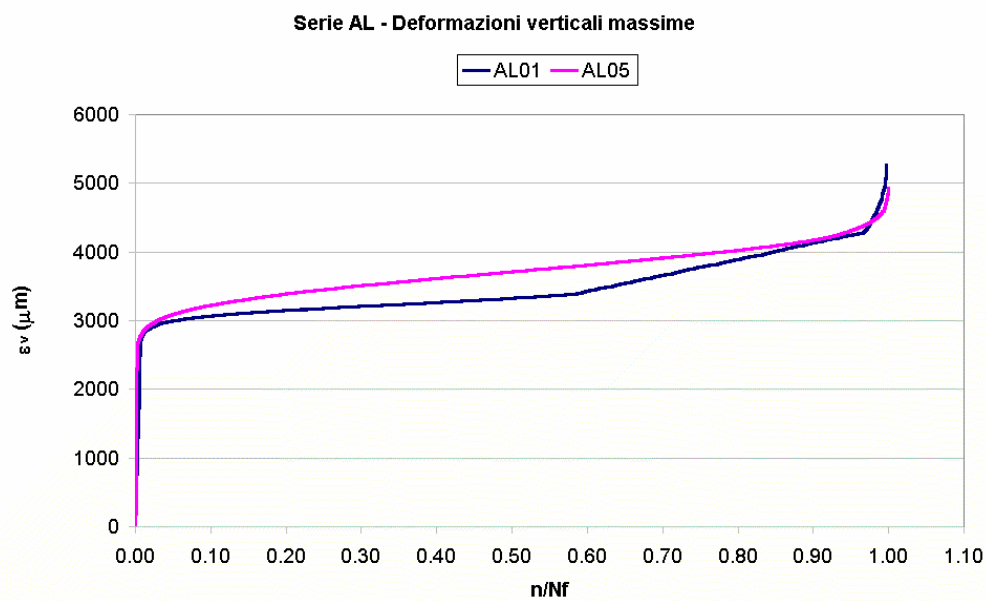


Figura 5.2 – Prove cicliche serie AL: deformazioni verticali massime

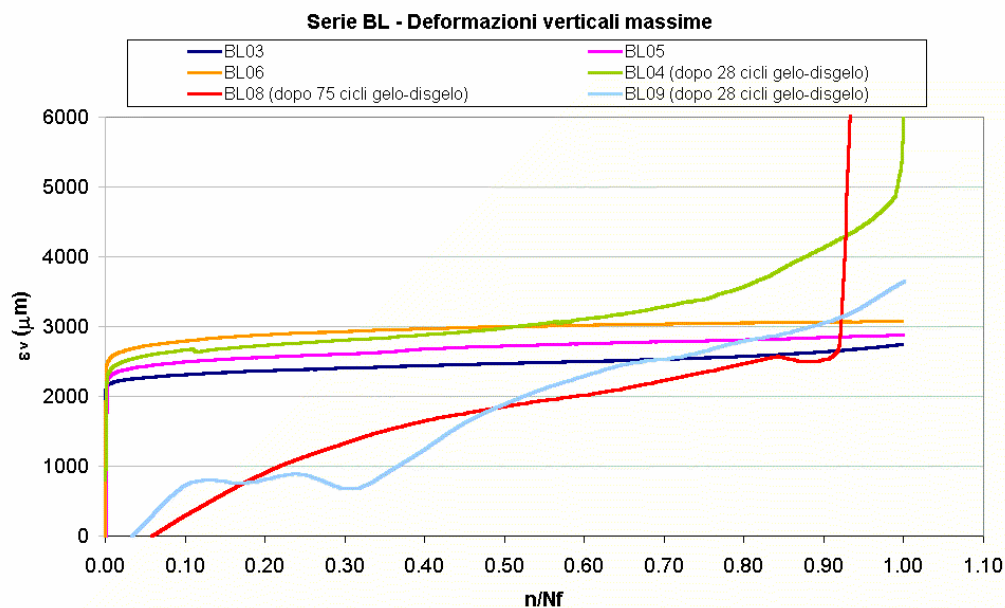


Figura 5.3 – Prove cicliche serie BL: deformazioni verticali massime

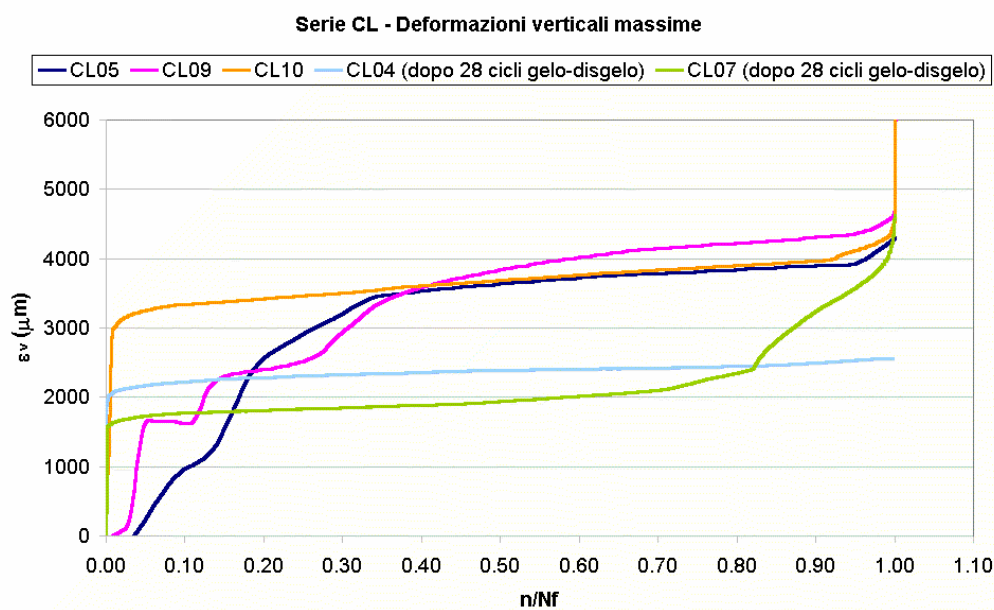


Figura 5.4 – Prove cicliche serie CL: deformazioni verticali massime

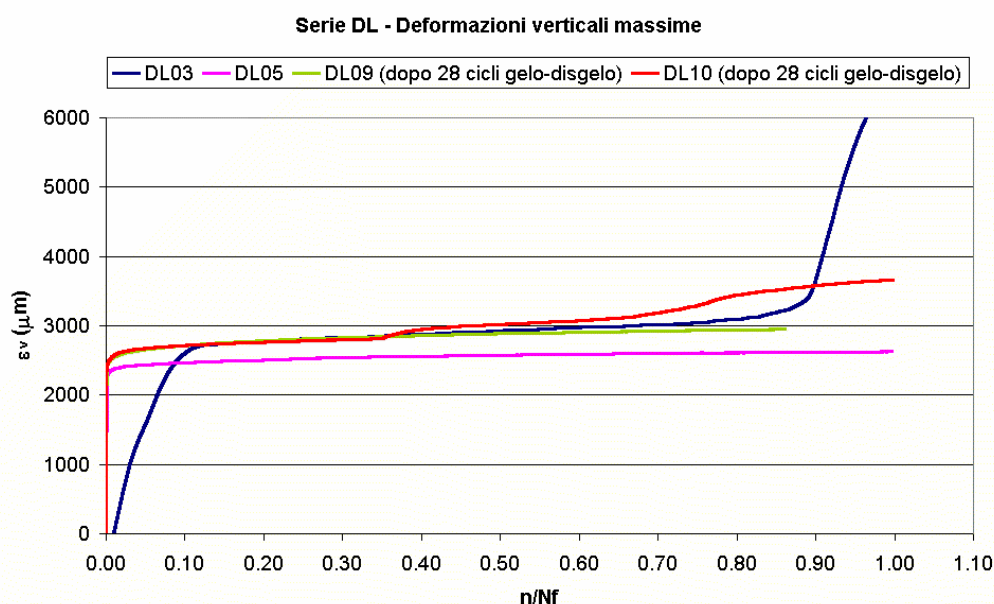


Figura 5.5 – Prove cicliche serie DL: deformazioni verticali massime

In analogia a quanto proposto da diversi Autori per il calcestruzzo (Taliercio and Gobbi, 1996, 1997, 1998; Papa and Taliercio, 1992, 1995, 1998; Minh-Tan Do et al., 1993) e già descritto nel capitolo 2 (par. 2.5), viene analizzato l'andamento della deformazione verticale nel tempo come parametro principale per quantificare e prevedere la fatica del materiale. Occorre verificare se anche la vita a fatica del provino misto laterizio-malta sotto sollecitazione ciclica monoassiale sia strettamente dipendente dalla velocità di evoluzione delle deformazioni verticali della fase II (*secondary creep rate*). Nei grafici delle figure 5.2-5.5 è possibile osservare come i provini che sono giunti a rottura abbiano manifestato una pendenza maggiore nel tratto della fase II, seguita, intorno all'80-90% della vita utile, da un brusco innalzamento in corrispondenza della fase III (rottura). Al contrario, le curve dei campioni che hanno superato i 100000 cicli hanno una pendenza minore che si mantiene pressoché costante fino alla fine, segno di un comportamento efficace ancora lontano dal punto di rottura.

Dai risultati delle prove cicliche appena descritte sono state ricavate, per interpolazione lineare tra il 20% e 80% dei valori di deformazione (*secondary creep*), le derivate $\partial \varepsilon_v / \partial n$, cioè le variazioni dell'andamento della curva delle deformazioni rispetto al tempo nella fase II. Attraverso una regressione lineare in scala logaritmica è possibile diagrammare i dati per ottenere una relazione analitica

(5.4) che legghi la velocità di variazione della deformazione verticale $\partial \varepsilon_v / \partial n$ col numero di cicli N a rottura per fatica. Eseguendo un certo numero di cicli sul materiale, fino a portarlo alla fase in cui le deformazioni crescono a velocità costante, è così possibile predire la vita a fatica con un buon grado di approssimazione.

$$N = 1839,92 \cdot \left(\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial n} \right)^{-0,7284} \quad (5.4)$$

La tabella 5.12 riporta i diversi valori teorici di cicli a rottura secondo quanto ricavato dalla relazione (5.4). Nella maggior parte dei casi, soprattutto per i provini che non sono riusciti a terminare la prova ciclica, la corrispondenza è molto buona. Per completezza di dati sono stati riportati anche i campioni che hanno terminato i cicli senza rompersi, per i quali è stato preso come secondo estremo di interpolazione il valore di 100000 cicli. Tale scelta necessita comunque di una verifica ulteriore, nell'impossibilità di proseguire le prove oltre i 100000 cicli e capire la reale durata del provino.

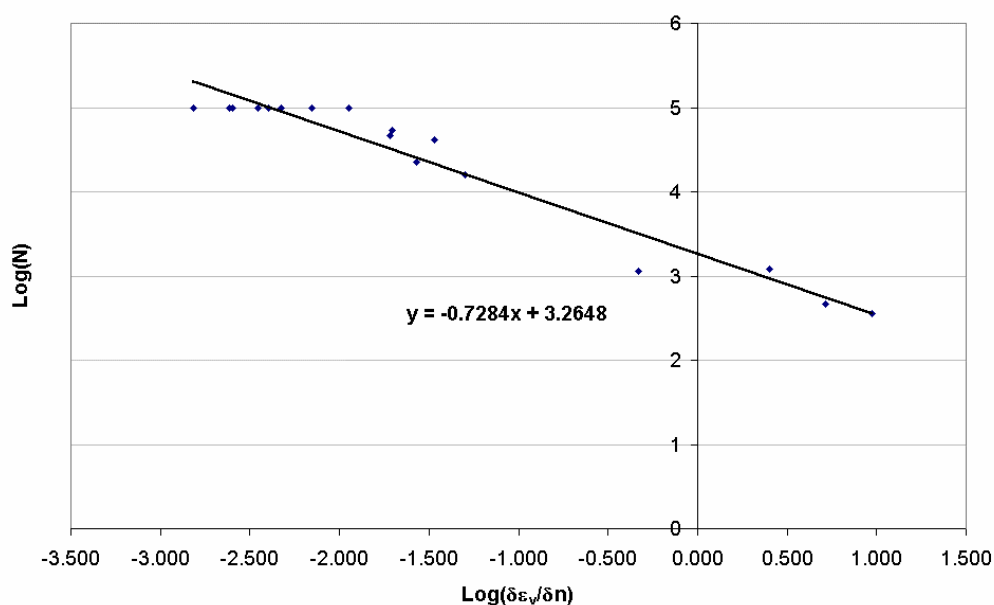


Figura 5.6 – Diagramma $\partial \varepsilon_v / \partial n$ – vita a fatica per provini misti

Per alcuni campioni è stato riscontrato un valore teorico di N inferiore a quello reale, ricavato dalle prove in laboratorio. Analizzando caso per caso è stato possibile riscontrare come la relazione (5.4), funzione dell'andamento delle deformazioni verticali, sia stata capace di segnalare e mettere in luce i primi istanti di crisi del sistema laterizio-malta, antecedenti il valore finale di cicli della prova. L'analisi delle deformazioni orizzontali e volumetriche di questi campioni ha infatti dimostrato come il valore teorico ricavato dalla (5.4), inferiore a quello reale, corrisponda all'istante in cui è stata registrata una variazione significativa di tendenza: deformazioni orizzontali che iniziano a crescere vistosamente o deformazioni volumetriche che passano nel segno negativo (tendenza allo spanciamento del provino per scarsa collaborazione verticale o scollamento all'interfaccia fra i due materiali). La metodologia e l'analisi numerica si è quindi rivelata molto sensibile ai primi segni di indebolimento del sistema laterizio-malta, segnalando con precisione già le iniziali fasi di crisi per fatica.

Nei successivi grafici, riguardanti le deformazioni orizzontali e volumetriche durante la sollecitazione ciclica, sarà possibile analizzare i casi in cui la relazione (5.4) segnala l'inizio di un indebolimento nella collaborazione tra i due materiali.

PROV.	N	20%N	80%N	ε_v 20%	ε_v 80%	$\partial\varepsilon_v/\partial n$	LogN	Log($\partial\varepsilon_v/\partial n$)	N teorico
AL01	22380	4461	12961	3106.50	3335.60	0.0270	4.350	-1.569	25583
AL05	53465	10680	42778	3389.16	4024.63	0.0198	4.728	-1.703	32029
BL03	100000	20015	99758	2363.86	2742.57	0.0047	5.000	-2.323	90605
BL05	100000	20002	99927	2563.41	2882.93	0.0040	5.000	-2.398	102716
BL06	100000	20007	99839	2882.50	3077.50	0.0024	5.000	-2.612	147056
CL05	461	91	364	2402.44	3817.07	5.1818	2.664	0.714	555
CL09	1223	257	976	2423.65	4229.06	2.5110	3.087	0.400	941
CL10	15835	3178	12667	3420.40	3895.52	0.0501	4.200	-1.300	16294
DL03	1149	234	927	2784.31	3110.29	0.4704	3.060	-0.328	3187
DL05	100000	20006	99714	2504.90	2627.45	0.0015	5.000	-2.813	206028
DL06	100000	20010	99844	6273.17	6831.71	0.0070	5.000	-2.155	68328
BL04	40993	8206	32781	2729.06	3564.04	0.0340	4.613	-1.469	21612
BL09	360	87	285	893.03	2768.66	9.4729	2.556	0.976	358
CL04	100000	20002	99819	2282.93	2563.41	0.0035	5.000	-2.454	112832
CL07	46622	9326	37323	1812.20	2348.78	0.0192	4.669	-1.717	32795
DL09	100000	20010	86102	2782.93	2951.22	0.0025	5.000	-2.594	142671
DL10	100000	19994	99818	2760.98	3663.41	0.0113	5.000	-1.947	48171

Tabella 5.12 – Analisi dati

La figura 5.7 mostra quale dovrebbe essere il comportamento meccanico di un provino costituito da materiale omogeneo sotto carico di compressione. Come già descritto nel capitolo 4, la piastra superiore della macchina di prova è libera di ruotare grazie ad un nodo sferico, perciò la sua inclinazione è sensibile alla differenza di rigidezza fra i due materiali che costituiscono il campione misto. Similmente a quanto avviene in una struttura muraria, in cui le parti superiori e inferiori di un elemento preso in considerazione esercitano su questo un attrito e un impedimento alla dilatazione trasversale, anche nella prova a compressione le due piastre esercitano un attrito sulle facce del provino poste a diretto contatto, impedendone o limitandone la dilatazione trasversale. Queste forze di attrito, massime in corrispondenza delle facce superiori e inferiori, saranno presenti anche tra gli strati successivi del provino, paralleli alle piastre, ma via via decrescenti fino al piano mediano in cui si annullano (vedi parte b figura 5.7). La configurazione deformata del campione sarà quella indicata in tratteggio nella parte b della figura 5.7, e la rottura si stabilirà secondo superfici iperboliche con concavità rivolta verso l'esterno (parte c).

Quanto enunciato vale per solidi prismatici di materiale omogeneo che abbiano una forma sufficientemente tozza (Ronca et al., 2004) e la possibilità di espandersi liberamente, nel senso trasversale, ma frenati nella loro dilatazione agli estremi superiore e inferiore (per esempio dal cordolo in c.a. dei solai). Ai solidi di questo genere possono essere assimilati i maschi murari.

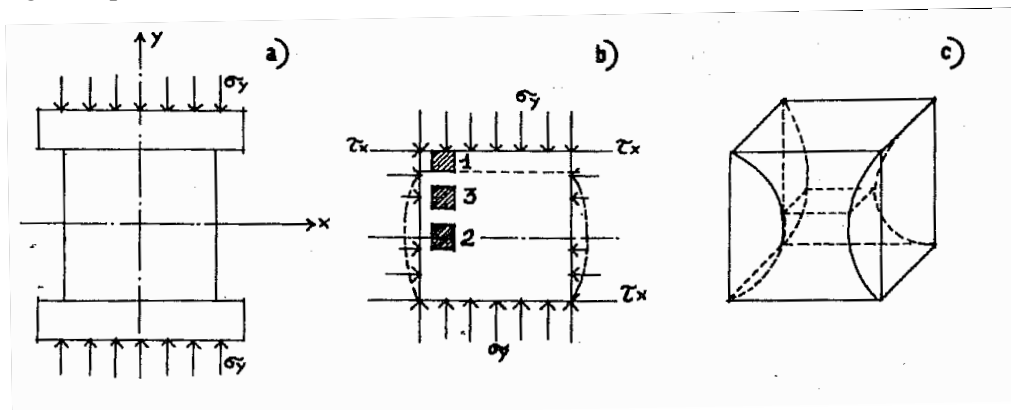


Figura 5.7 – Schema di comportamento meccanico del provino sotto sollecitazione

In base a questo meccanismo risulta chiaro che, finché la collaborazione e l'unione fra il laterizio e la malta permane efficace (grazie a valori di resistenza e deformabilità simili fra i due materiali), il provino registra un comportamento

omogeneo e un meccanismo di fessurazione simile a quello descritto in figura 5.7. Nelle fasi precedenti la eventuale rottura, la deformazione volumetrica, così come quella orizzontale, si mantiene su valori leggermente positivi (per convenzione si considera positiva la compressione e negativa la trazione), predominando i valori di deformazione verticale rispetto a quelli orizzontali e trasversali, poiché rimane ancora massima la collaborazione e l'unione fra i due materiali che frena lo spanciamento. E' il caso di campioni misti che non hanno fatto registrare inversione di inclinazione del piano dei carichi (piastra superiore con nodo sferico), dove le sollecitazioni hanno continuato ad essere distribuite in modo uniforme fra i due materiali e proporzionali alle rispettive rigidezze. Anche l'andamento iperboloideico delle fessure segue lo schema del modello proposto.

Per completezza di informazione si riporta anche il caso teorico opposto di rottura iperboloideica inversa (figura 5.8), caratteristica di materiali omogenei sollecitati a compressione, quando fra le piastre di carico e le facce del provino è interposto un materiale con modulo elastico inferiore a quello del campione. Infatti ogni faccia del campione misto è stata precedentemente trattata con un leggero strato di scagliola, al fine di uniformare le superfici. Talvolta l'influenza della scagliola può essere stata tale da indurre un andamento deformativo simile a quello descritto in figura 5.8, dove la dilatazione è favorita proprio in corrispondenza delle piastre superiori e inferiori e tendente a zero verso la linea mediana del campione, sempre a causa di forze di attrito che però in questo caso hanno verso opposto a quanto visto in figura 5.7.

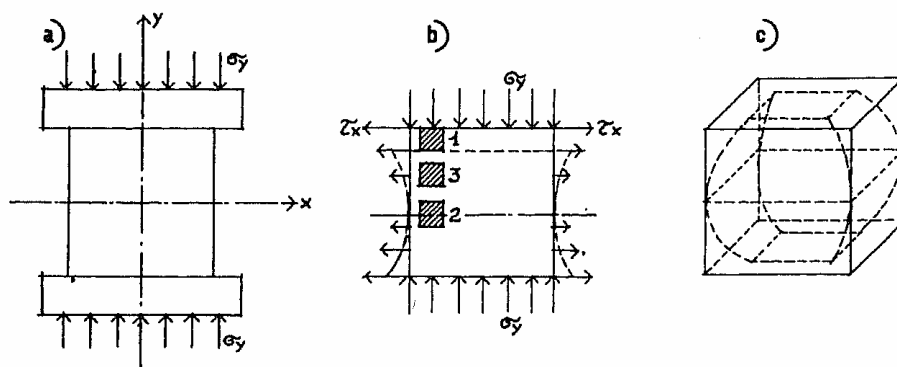


Figura 5.8 – Rottura iperboloideica inversa

Quando invece i materiali hanno caratteristiche meccaniche molto differenti, i fenomeni di fatica possono metterne in crisi l'aderenza. Il campione misto rivela un

comportamento eterogeneo (non più corrispondente a quanto descritto in figura 5.7), tale da favorire il distacco all'interfaccia: i due materiali, non più collaboranti, continuano a lavorare singolarmente e possono spanciarsi nella stessa direzione o in direzioni opposte seguendo diversi meccanismi di collasso (figura 5.9), in funzione anche della snellezza del provino (Ronca et al., 2004). In questa situazione i trasduttori registrano una variazione di segno nella deformazione volumetrica verso valori negativi, indice di una dilatazione di volume derivante dalla fessurazione e dal distacco di porzioni di materiale. Le deformazioni orizzontali e trasversali, registrando anch'esse picchi negativi, saranno predominanti rispetto quelle verticali.

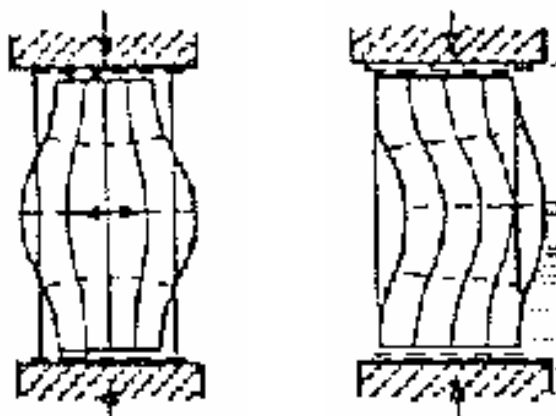


Figura 5.9 – Ipotesi di fessurazione per provini misti di comportamento eterogeneo

Il provino AL01 ha manifestato una rottura fragile a 22380 cicli quasi all'improvviso senza particolari preavvisi. Soltanto negli ultimi istanti prima della rottura i trasduttori orizzontali hanno segnalato una dilatazione derivante soprattutto dall'espulsione di materiale. Come è possibile osservare dalla figura 5.12, l'interfaccia fra i due materiali non è comunque andato in crisi e la deformazione volumetrica è rimasta su valori positivi, in quanto è stata mantenuta la configurazione deformata descritta nelle figure 5.7-5.8.



Figura 5.10 – Prove cicliche serie AL: deformazioni orizzontali

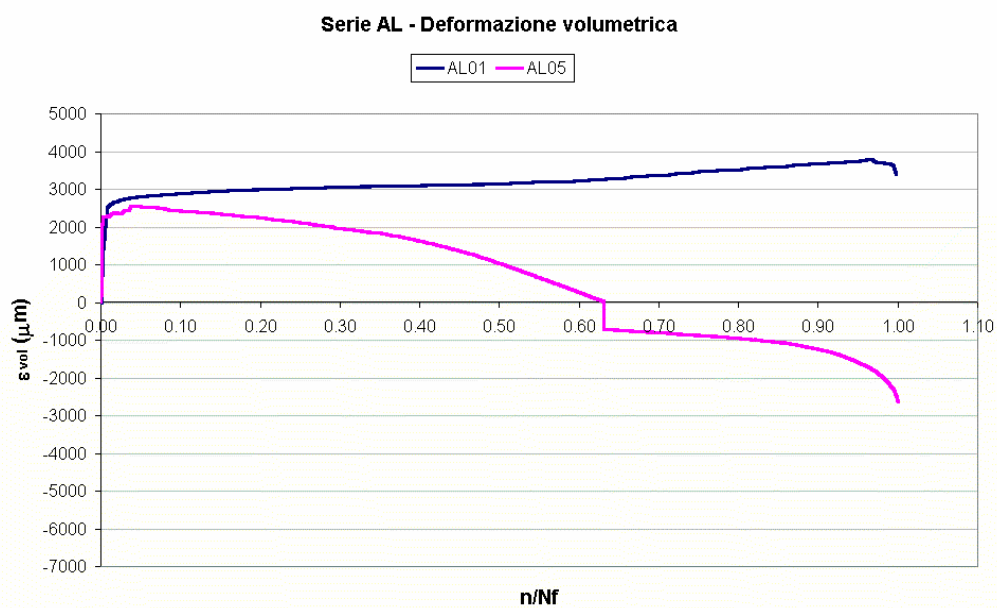


Figura 5.11 – Prove cicliche serie AL: deformazione volumetrica

Al contrario il campione AL05, che ha resistito fino a 53465 cicli, ha registrato intorno a 32000 cicli (circa il 60% della vita utile) una caduta della deformazione volumetrica verso valori negativi, contemporaneamente ad un netto incremento delle deformazioni orizzontali, causa di un distacco fra i due materiali che hanno smesso di collaborare già intorno ai 32000 cicli. La relazione analitica (5.4) è riuscita, tramite l'andamento delle deformazioni verticali nella fase II, a registrare questo primo importante segno di fatica, che non ha portato subito il provino a rottura ma ne ha compromesso comunque le prestazioni meccaniche, non permettendo di arrivare al termine dei 100000 cicli. L'analisi numerica, eseguita tramite regressione lineare, individua perciò come N non solo l'ultimo valore di cicli a rottura, ma spesso anche il valore critico al di là del quale l'interazione fra i due materiali inizia ad entrare in crisi per fatica. In alcuni casi N corrisponde proprio col valore ultimo di rottura (soprattutto quando si verifica una rottura fragile senza preavviso), in altri casi rappresenta il valore critico di riferimento nell'istante in cui il degrado per fatica inizia a compromettere seriamente le prestazioni meccaniche del binomio, nell'istante in cui la collaborazione fra i due materiali decresce fino al distacco.



Figura 5.12 – Rottura provino AL01 dopo sollecitazione ciclica

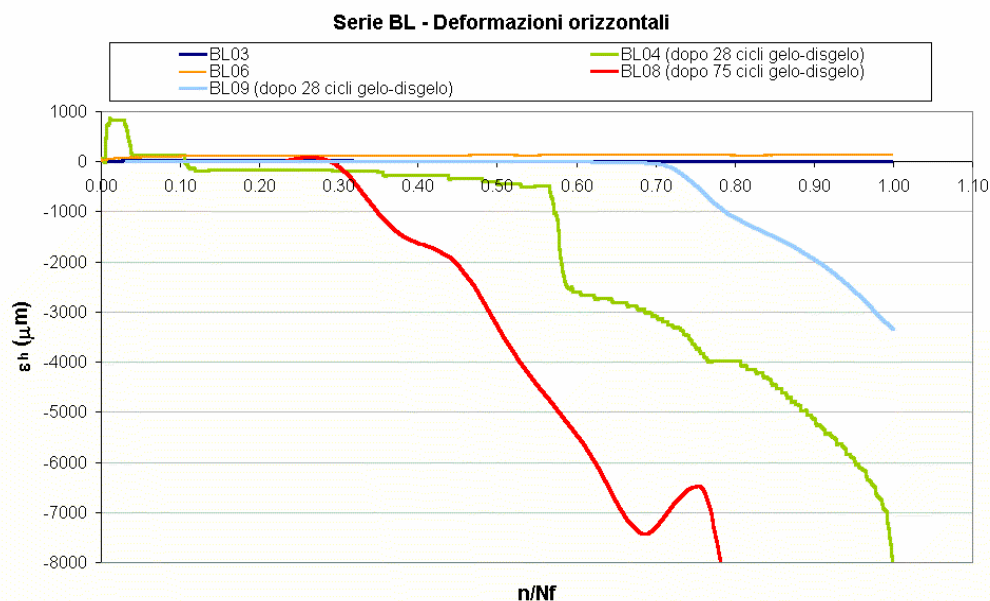


Figura 5.13 – Prove cicliche serie BL: deformazioni orizzontali

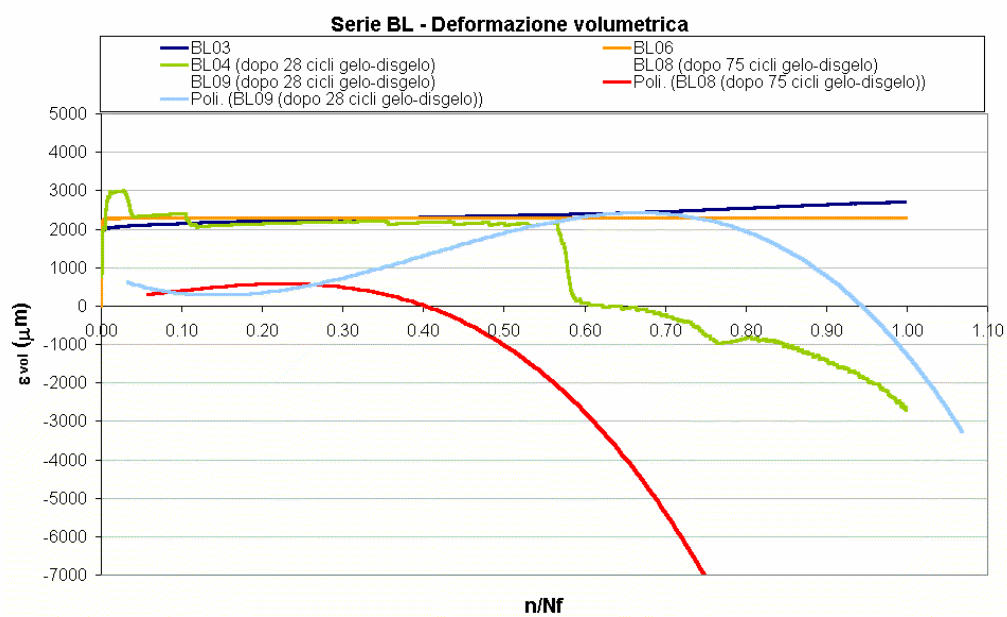


Figura 5.14 - Prove cicliche serie BL: deformazione volumetrica

La serie BL, formata con una malta da iniezione, ha dimostrato il comportamento ciclico migliore: tutti e 3 i campioni vergini sono arrivati a 100000 cicli senza rottura, come manifestato dai bassi valori della derivata delle deformazioni della fase II rispetto al numero di cicli. La collaborazione fra i due materiali ha continuato a essere efficace e duratura per tutta la prova, senza scollamenti o fessurazioni all'interfaccia: le curve delle deformazioni orizzontali e volumetriche sono rimaste positive e costanti (fenomeno di minima contrazione dovuto agli attriti fra i piatti della macchina), dimostrando l'assenza di crisi dei due materiali (figura 5.13-5.14). Dopo la prova di gelo-disgelo il campione BL04 non ha terminato la successiva prova ciclica, fermandosi a 40993 cicli.

La gelività ha comportato, in generale, un decadimento delle prestazioni meccaniche dei provini, in particolare dovuto a fenomeni di fessurazione dovuti della costante presenza di acqua e ghiaccio che hanno seriamente provato la bontà dell'interfaccia fra i due materiali. Quasi tutti i campioni misti sottoposti a prova di gelività non sono poi riusciti a completare la prova ciclica. In particolare, è stato possibile osservare come le deformazioni orizzontali di questi provini (e il conseguente fenomeno di spanciamiento) abbiano poi assunto valori ben maggiori rispetto ai campioni non sollecitati a gelività, dimostrando la maggiore labilità dell'interfaccia fra i due materiali.

La relazione analitica (5.4) ha individuato per il campione BL04 un valore limite di N pari a 21612, pari all'incirca al 50% del valore sperimentale di cicli sopportati. In effetti a metà prova le curve deformative hanno registrato una significativa e netta variazione di segno (figure 5.13-5.14), passando entrambe nel campo negativo, come dimostrazione di un decremento consistente della collaborazione fra laterizio e malta, con conseguente fenomeno di dilatazione orizzontale.

L'altro campione misto BL09, l'unico dell'intera campagna sperimentale che ha resistito a prova di gelo-disgelo fino a 75 cicli, durante la successiva prova ciclica è arrivato a rottura dopo appena 360 cicli poiché già seriamente degradato.

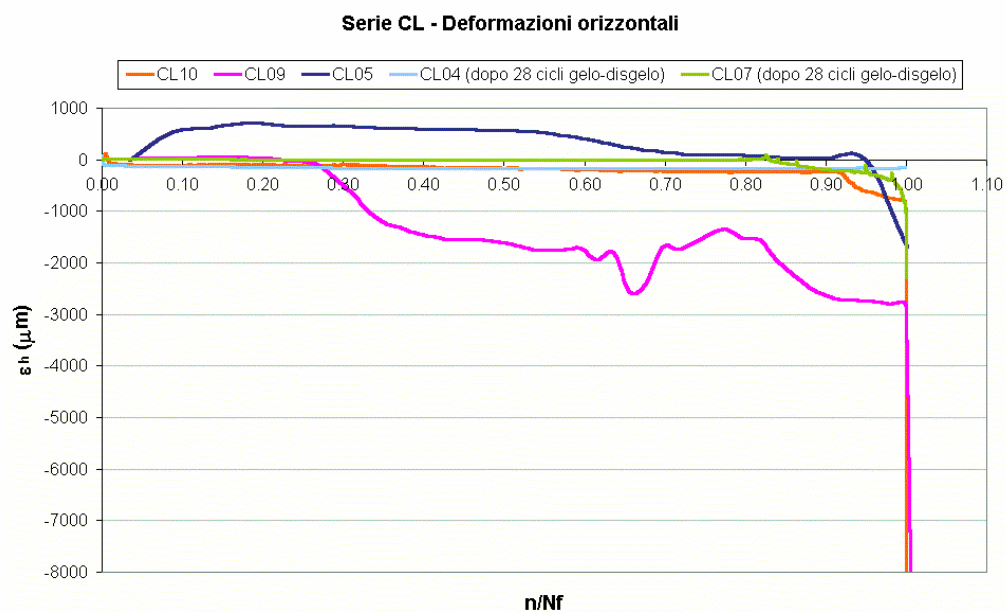


Figura 5.15 – Prove cicliche serie CL: deformazioni orizzontali

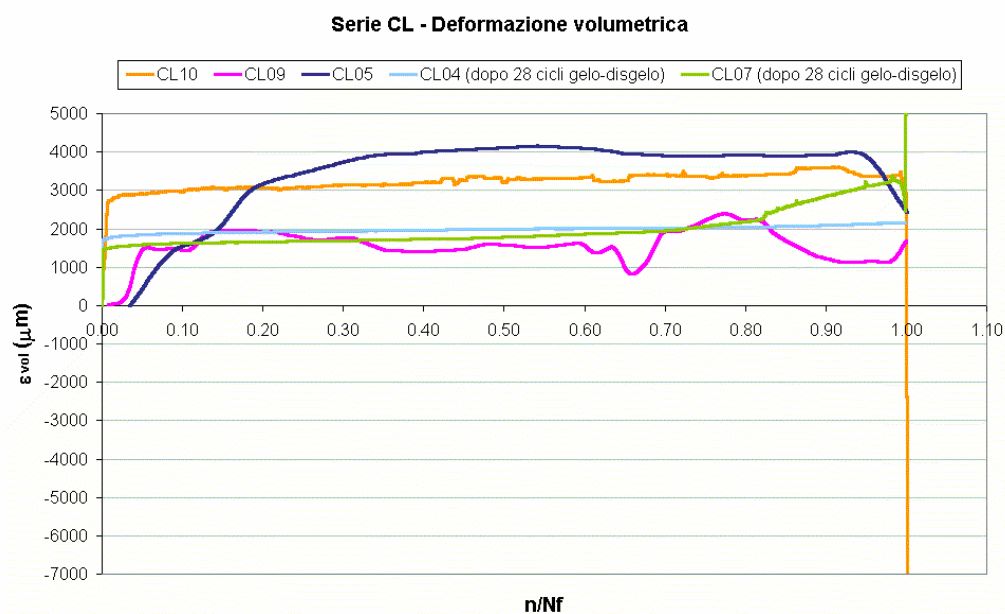


Figura 5.16 – Prove cicliche serie CL: deformazione volumetrica

La serie CL ha dimostrato un comportamento meccanico insoddisfacente durante le prove cicliche su campioni vergini, i quali hanno raggiunto la rottura dopo poche centinaia o migliaia di cicli. Al contrario, i campioni precedentemente sollecitati al gelo hanno poi resistito molto bene alle successive prove cicliche: il campione CL04 ha terminato i 100000 cicli, il CL07 si è fermato a 46662, comunque ben oltre le poche centinaia di cicli dei provini vergini. La serie CL, come già precedentemente osservato, non è nuova a questo inconsueto aumento di resistenza dopo i cicli di gelo.

Nel caso di rotture dopo poche centinaia di cicli, è possibile osservare come le curve deformative registrate dai trasduttori abbiano un andamento molto più instabile, segno di una inefficace collaborazione fra i materiali dovuta anche alla grande differenza di modulo elastico tra laterizio e malta, che favorisce una rottura di tipo fragile. Le curve non hanno evidenziato particolari preavvisi di collasso, confermando il carattere particolarmente fragile di questo binomio. Solo nel caso della CL09 si avverte un precedente aumento delle deformazioni orizzontali. Le deformazioni volumetriche si mantengono invece sempre su valori positivi, crollando nel campo negativo solo all'ultimo istante prima del collasso.

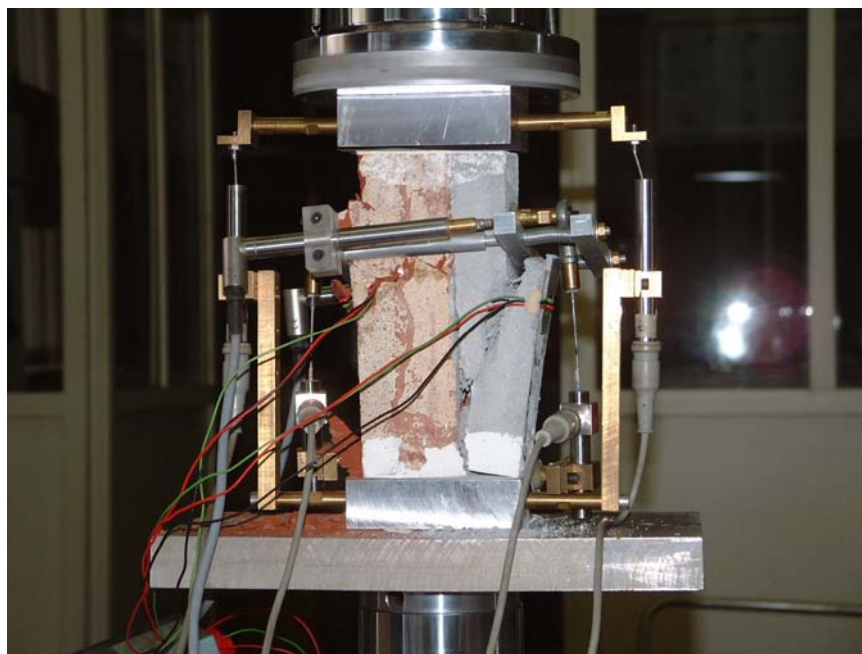


Figura 5.17 – CL09: rottura durante prova ciclica

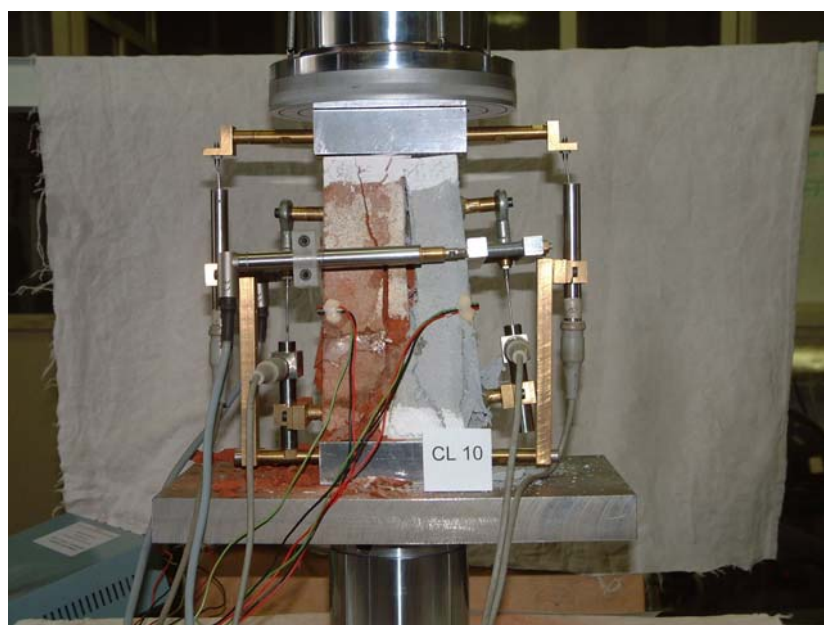
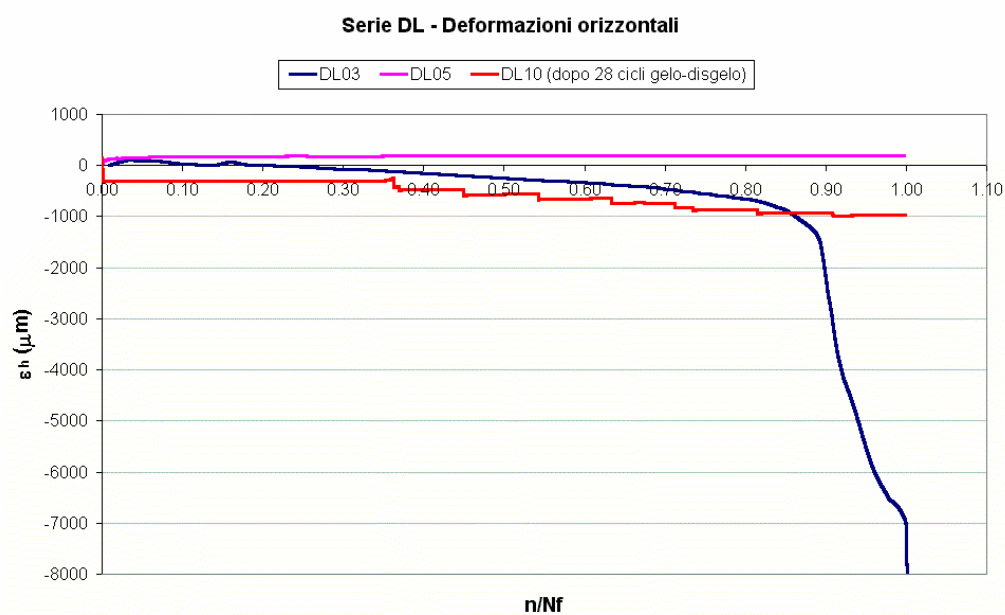
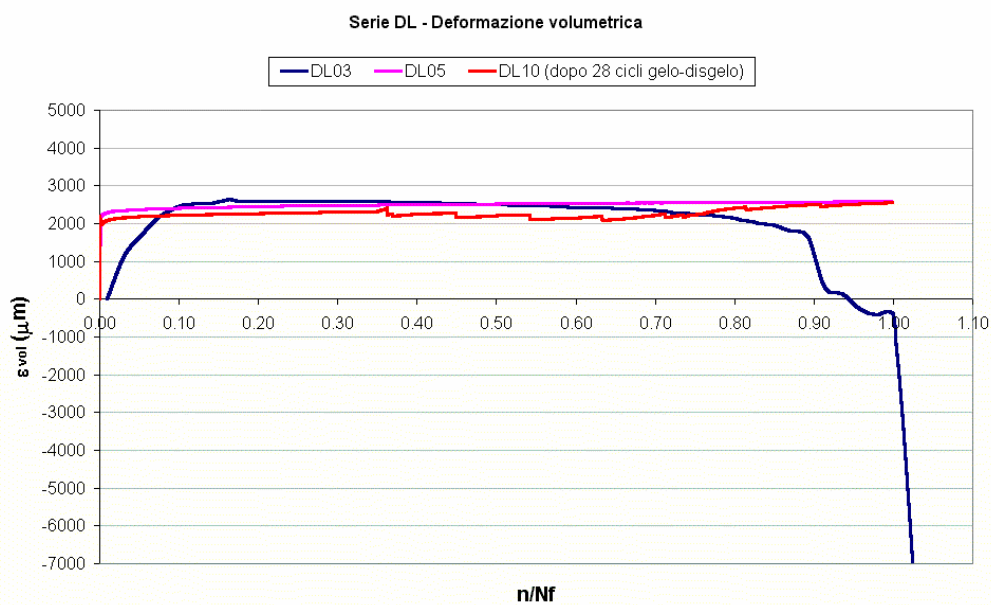


Figura 5.18 – CL10: rottura durante prova ciclica

Ad eccezione del campione DL03, rotto dopo appena 1149 cicli, tutti gli altri provini della serie DL hanno completato integri la prova ciclica, a dimostrazione di una buona collaborazione fra i due materiali. Le figure 5.19-5.20 mostrano come solo per il provino rotto si registri intorno all'80-90% della vita utile il crollo delle deformazioni orizzontali e volumetriche verso valori negativi. Gli altri mantengono valori costanti in campo positivo. Fanno eccezione le deformazioni orizzontali del campione DL10, per il quale la regressione lineare prevede un N teorico di 48171 cicli contro i 100000 sperimentali: è probabile che intorno al 50% della vita utile il campione abbia manifestato i primi segni di decadimento delle prestazioni meccaniche, aumentando lo stato deformativo.

I due campioni DL09 e DL10, testati dopo la sollecitazione di gelo-disgelo, hanno comunque confermato le prestazioni dei provini vergini, portando a termine la prova ciclica entro i 100000 cicli.

**Figura 5.19 – Prove cicliche serie DL: deformazioni orizzontali****Figura 5.20 – Prove cicliche serie DL: deformazione volumetrica**

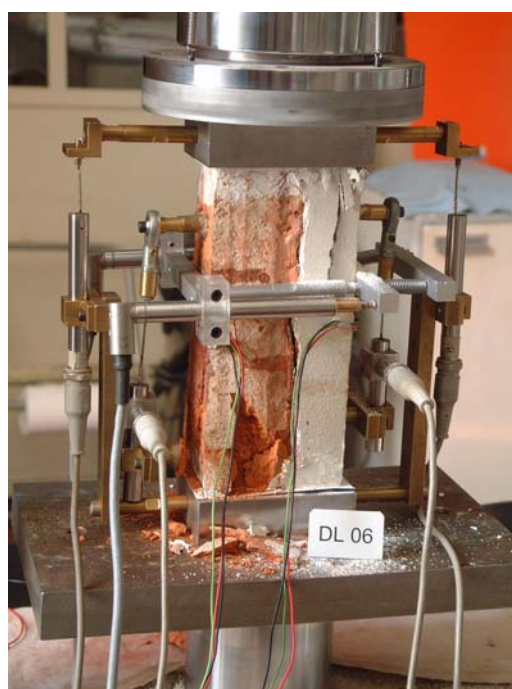


Figura 5.21 – Prova statica a rottura dopo sollecitazione ciclica: DL06

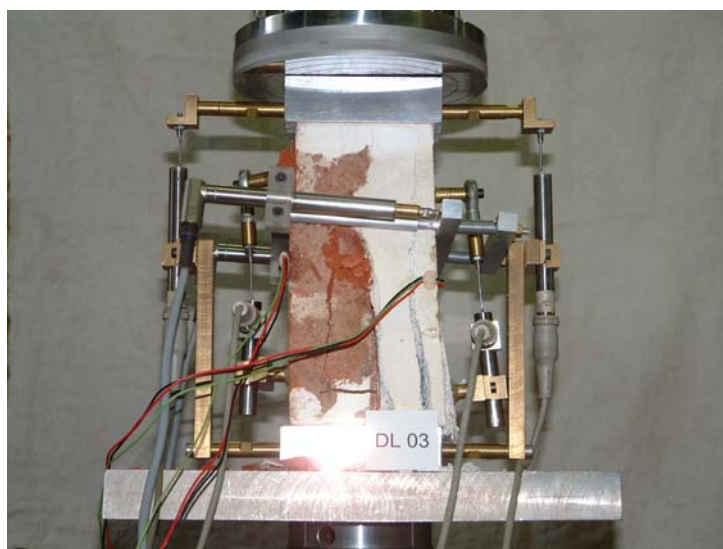


Figura 5.22 – Rottura campione DL03 durante prova ciclica

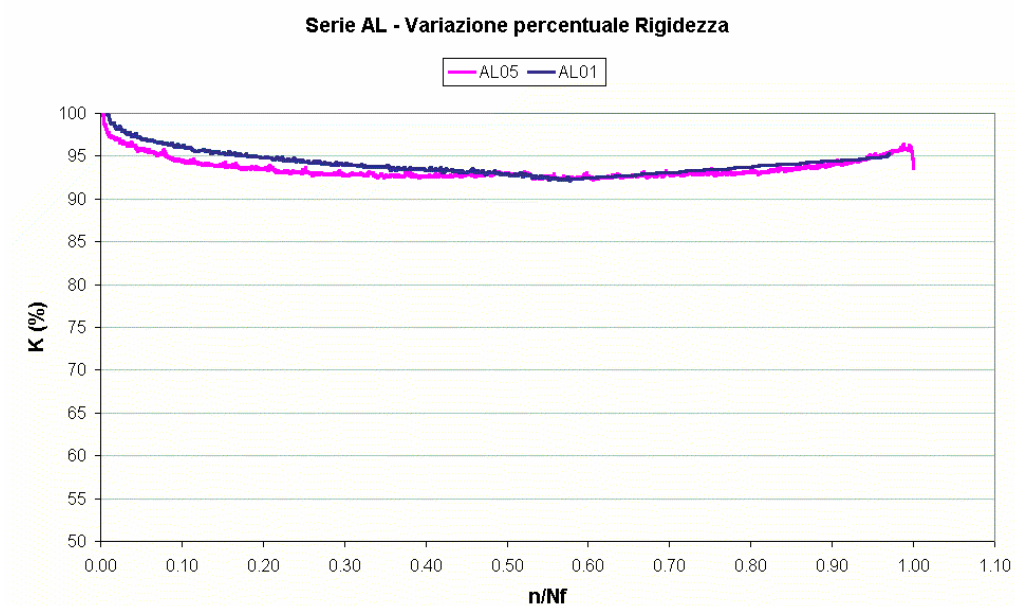


Figura 5.23 – Prove cicliche serie AL: variazione percentuale rigidezza

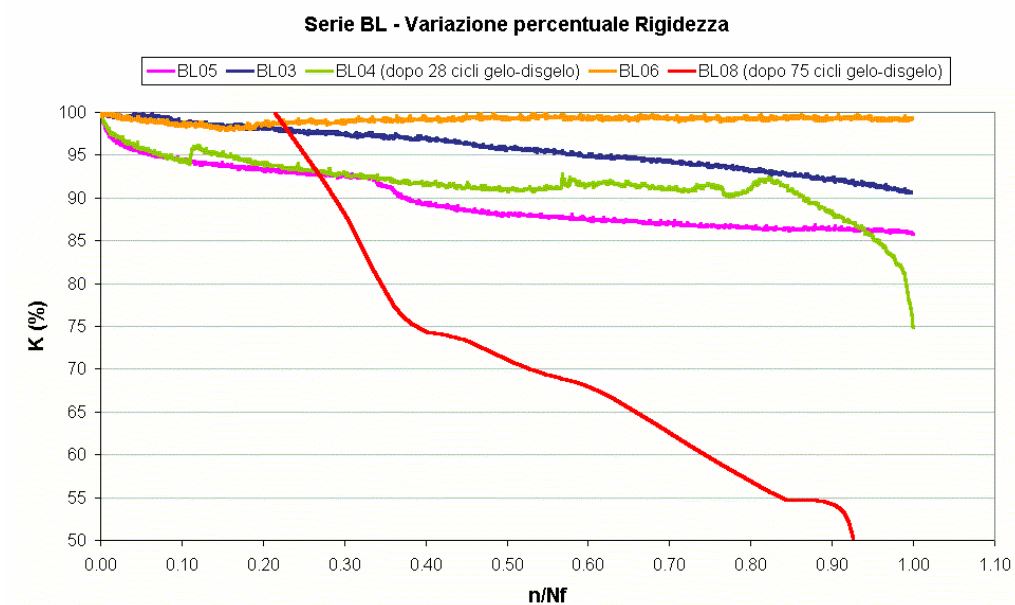


Figura 5.24 – Prove cicliche serie BL: variazione percentuale rigidezza

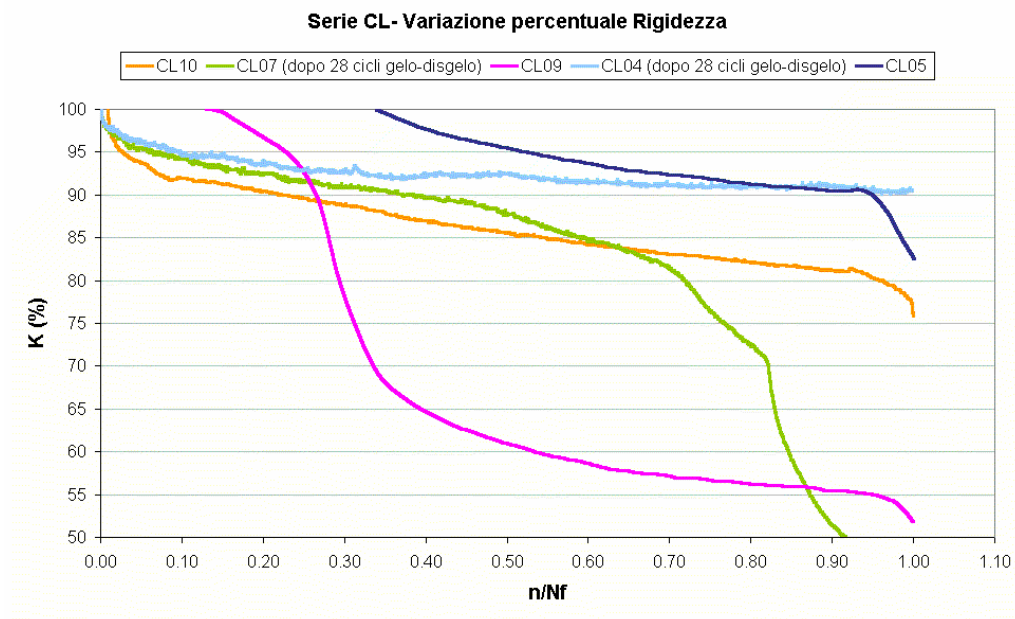


Figura 5.25 – Prove cicliche serie CL: variazione percentuale rigidezza

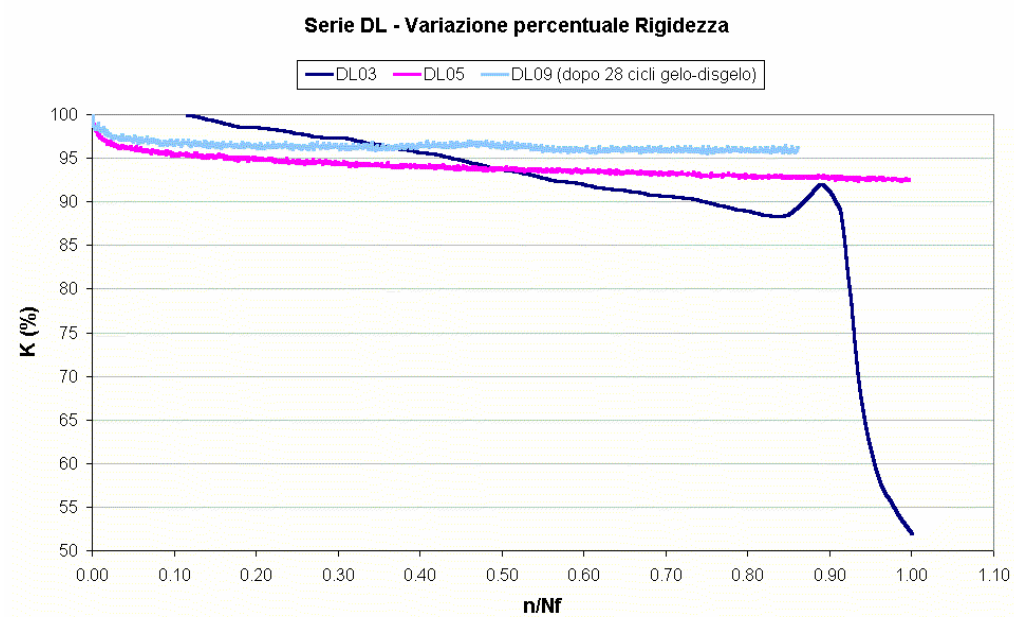


Figura 5.26 – Prove cicliche serie DL: variazione percentuale rigidezza

La variazione percentuale della rigidezza secante, monitorata costantemente durante l'intera prova ciclica, conferma il decadimento delle prestazioni meccaniche analizzate fino ad ora, in particolare si dimostra un parametro molto sensibile allo scollamento fra i due materiali. In analogia a quanto visto per la relazione (5.4), anche la variazione della rigidezza può mettere subito in luce gli effetti di una scarsa compatibilità strutturale fra il laterizio storico e la malta consolidante. Per i provini giunti integri alla fine della prova ciclica la curva si è mantenuta costante, mentre per quelli giunti a rottura ha manifestato il classico andamento a "S", simile a quanto visto per le deformazioni verticali, ma capovolta.

E' possibile altresì notare come per la serie AL si registri, dopo un iniziale abbassamento del valore di rigidezza, un andamento costante durante l'intera prova (figura 5.23), caratterizzato alla fine anche da una ripresa di rigidezza dovuta forse a riassetamenti interni nella collaborazione dei due materiali, per giungere poi ad una rottura improvvisa di tipo fragile.

Le serie BL e DL, avendo manifestato una maggiore resistenza alle sollecitazioni cicliche, sono caratterizzate da curve con decrementi costanti e contenuti (figure 5.24 e 5.26); al contrario, le curve della serie CL hanno decrementi molto significativi, poiché buona parte dei provini ha raggiunto quasi subito la rottura.

La possibilità di rotazione del nodo sferico del piatto superiore della MTS, in virtù della diversa rigidezza esistente fra laterizio e malta, rappresenta un ulteriore parametro di valutazione dell'affinità a lungo termine fra i due materiali. Durante la prova ciclica è infatti possibile monitorare costantemente l'angolo deformativo α , che fornisce una costante misura della rotazione delle due sezioni di estremità del provino, poste a diretto contatto con la piastra inferiore e con lo snodo sferico della macchina di carico. La rotazione, che è comunque di modestissima entità, avviene sul provino in virtù della diversa distribuzione del carico e si concentra maggiormente a favore del materiale più deformabile (Grazzini, 2001; Crotti, 2001).

L'andamento di α , registrato durante l'intera prova è quindi funzione della differenza di rigidezza fra laterizio e malta e dell'entità del fluage (deformazioni residue) di quest'ultima: esso è in grado di fornire importanti informazioni sul comportamento reciproco dei due materiali e di valutare l'efficacia del loro binomio negli interventi di consolidamento. Le prove hanno messo in evidenza come l'angolo generato possa cambiare anche di segno dopo un certo numero di cicli, dimostrando l'inversione delle deformazioni sotto carico, sinonimo di una scorretta ridistribuzione delle sollecitazioni all'interno del binomio laterizio-malta, che può portare al distacco (Bocca and Grazzini, 2004).

In figura 5.27 è illustrato lo schema per il rilievo dell'angolo deformativo α , in virtù di una semplice relazione trigonometrica (5.5):

$$\alpha = \frac{\eta_{\text{laterizio}} - \eta_{\text{malta}}}{b} \quad (5.5)$$

dove:

$\eta_{\text{laterizio}}$ = spostamento registrato dal trasduttore posizionato sul laterizio

η_{malta} = spostamento registrato dal trasduttore posizionato sulla malta

b = distanza fra i due trasduttori

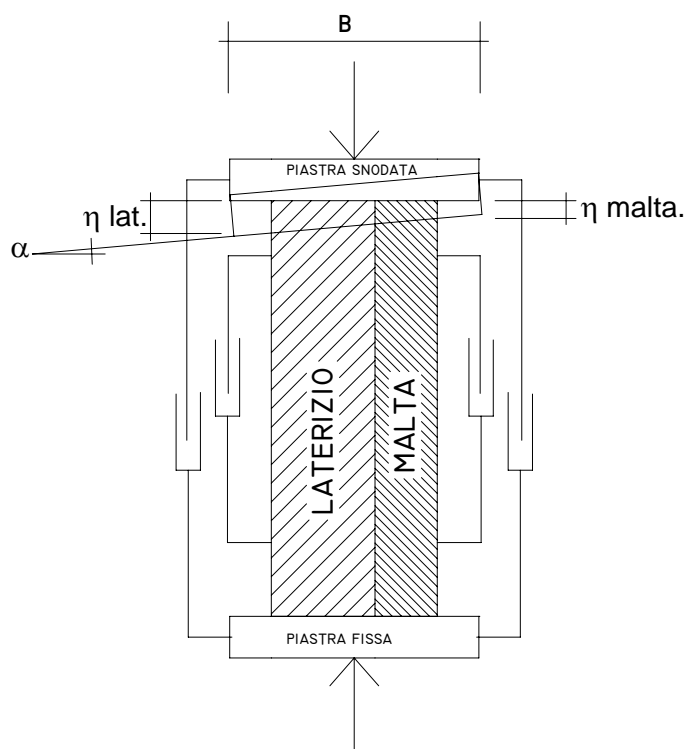


Figura 5.27 – Schema di prova

Per convenzione è stato considerato positivo il valore di α quando l'inclinazione è lato laterizio, negativo quando è lato malta. La valutazione del

comportamento a lungo termine del binomio consiste soprattutto nell'analisi qualitativa dell'andamento di α nel tempo: se la curva si mantiene costante di segno e di pendenza durante l'intera sollecitazione ciclica, la distribuzione dei carichi all'interno del binomio si mantiene omogenea, sinonimo di un comportamento soddisfacente; se viceversa la curva cambia pendenza e addirittura segno, la collaborazione fra i due materiali e/o lo sviluppo del fluage nella malta è tale da generare un cambiamento di distribuzione dei carichi fra i due materiali, incrementando le tensioni all'interfaccia con la possibilità di compromettere l'aderenza. Quest'ultima ipotesi, come si vedrà nei grafici seguenti, si verifica soprattutto nei provini pervenuti a rottura e precedentemente sollecitati anche dai cicli di gelività che hanno compromesso l'aderenza tra i due materiali.

A dimostrazione dell'analisi dei precedenti risultati sperimentali, anche l'andamento dell'angolo α dimostra come le serie BL e DL mostrino un comportamento molto più regolare, ad eccezione di alcune grosse variazioni di segno per i campioni precedentemente sollecitati a prova di gelo-disgelo.

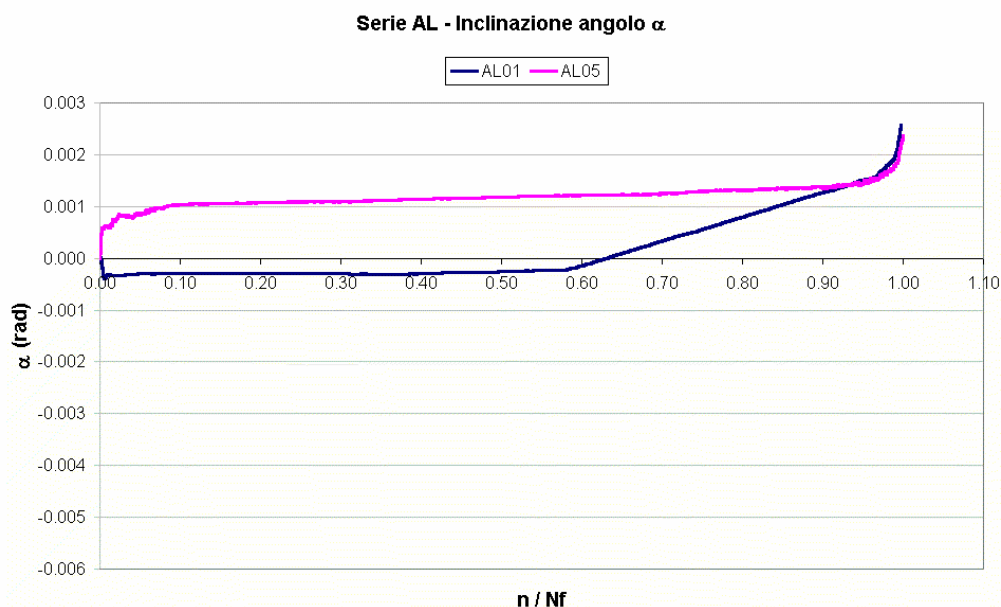


Figura 5.28 – Prove cicliche serie AL: andamento inclinazione angolo α

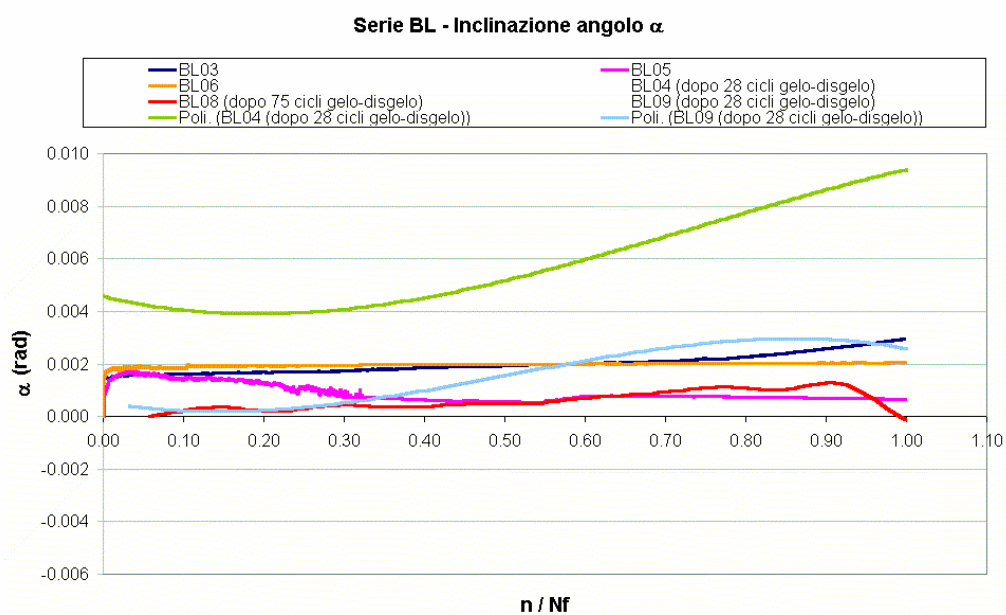


Figura 5.29 – Prove cicliche serie BL: andamento inclinazione angolo α

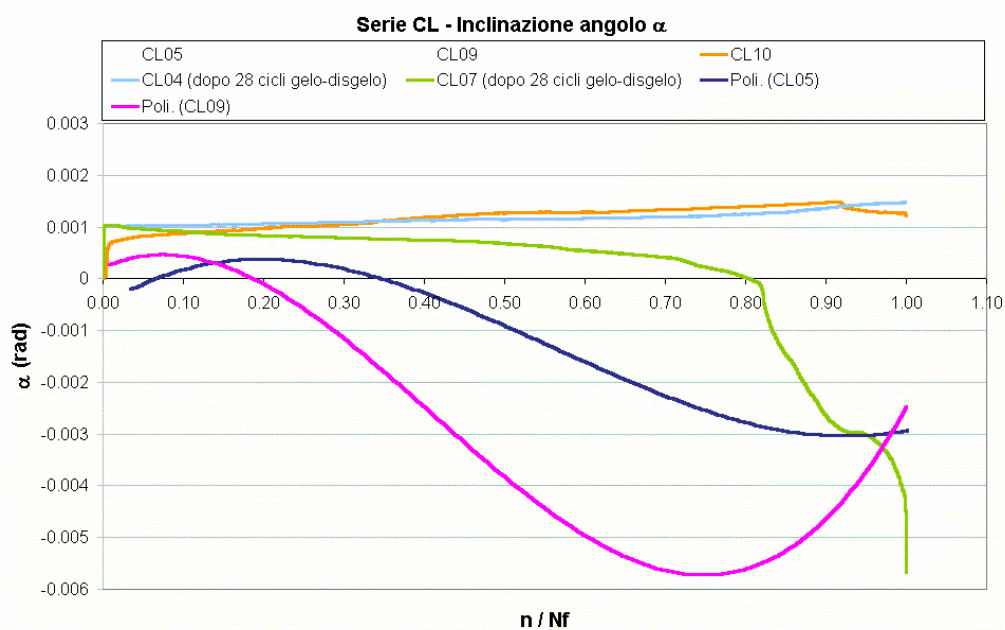


Figura 5.30 – Prove cicliche serie CL: andamento inclinazione angolo α

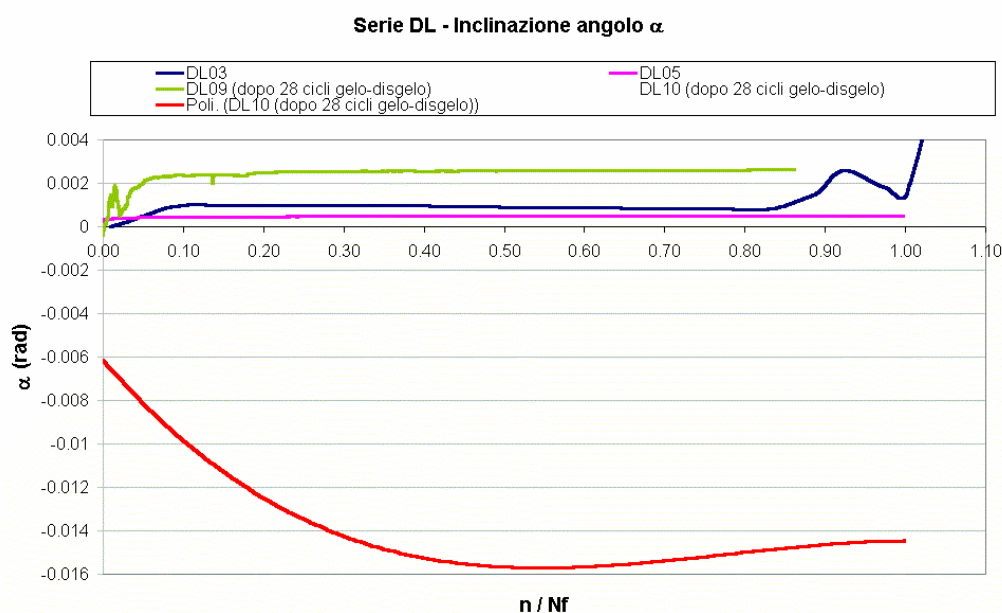


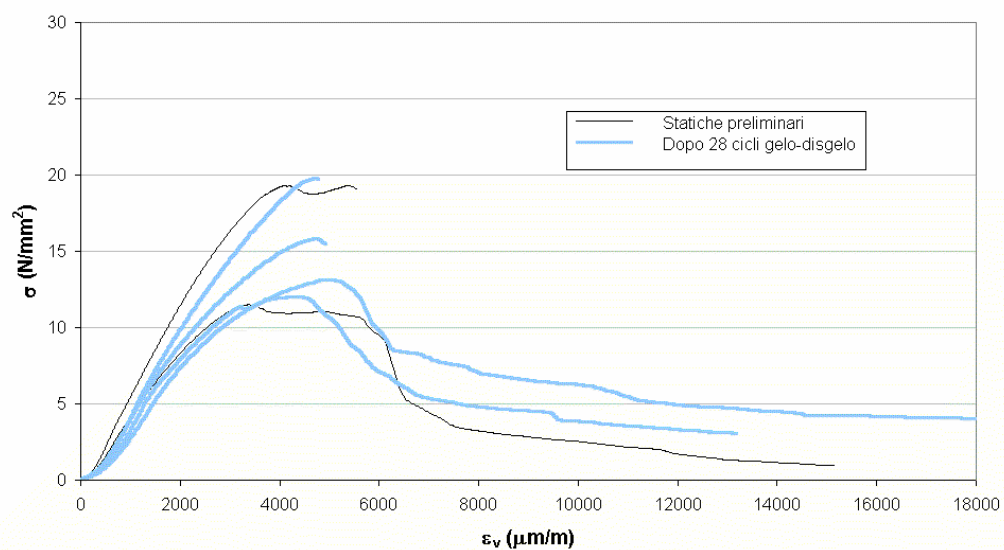
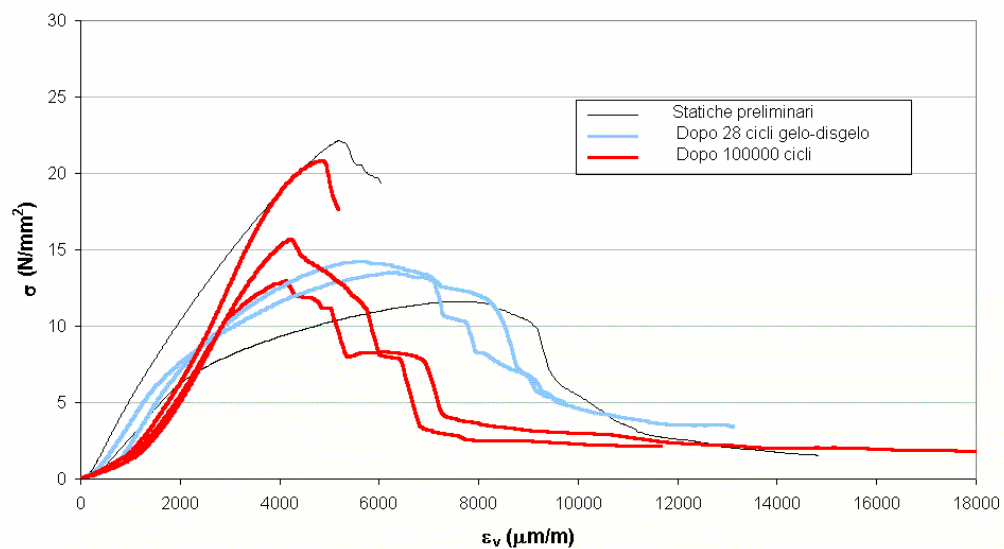
Figura 5.31 – Prove cicliche serie DL: andamento inclinazione angolo α

5.2.4 Confronto prove statiche di compressione, pre e post gelività, e cicliche

A sintesi dei risultati sperimentali appena descritti, si riportano i grafici di tutte le prove statiche di compressione effettuate sui campioni misti, il cui confronto permette di ricavare le prime importanti considerazioni sul comportamento meccanico dei materiali.

Per quanto riguarda la resistenza statica dopo i cicli di gelività (curva turchese), una buona parte dei campioni ha fatto registrare un valore che rimane nella media delle due prove statiche preliminari, ad eccezione della serie DL, per la quale si evidenzia un notevole aumento di resistenza. Tale tipologia di provini misti ha già evidenziato nel corso delle sperimentazione un marcato miglioramento delle prestazioni meccaniche dopo le sollecitazioni di gelo-disgelo.

Nella maggior parte dei casi le curve statiche dopo gelo-disgelo dimostrano comunque un comportamento più fragile (Carpinteri, 1992; Carpinteri and Bocca, 1992), ad eccezione della serie BL nella quale i campioni gelivi hanno mantenuto un buon grado di duttilità senza cadute repentine di carico. La stessa cosa non può essere detta per la serie DL, dove di fronte a un notevole aumento di resistenza rispetto ai valori statici delle prove preliminari, si riscontra un marcato comportamento fragile del campione gelivo.

Serie AL - Prove statiche**Figura 5.32 – Prove statiche serie AL****Serie BL - Prove statiche****Figura 5.33 – Prove statiche serie BL**

Serie CL - Prove statiche

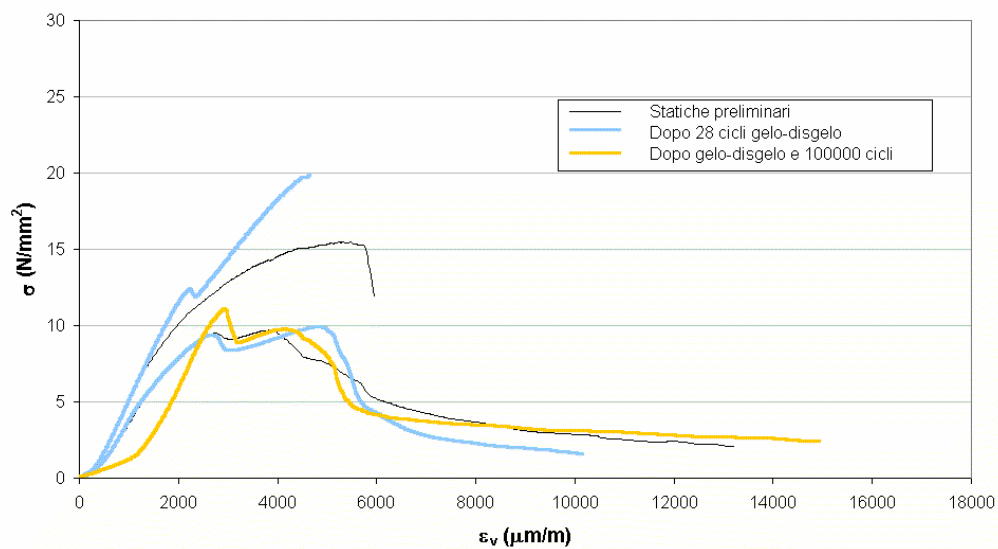


Figura 5.34 – Prove statiche serie CL

Serie DL - Prove statiche

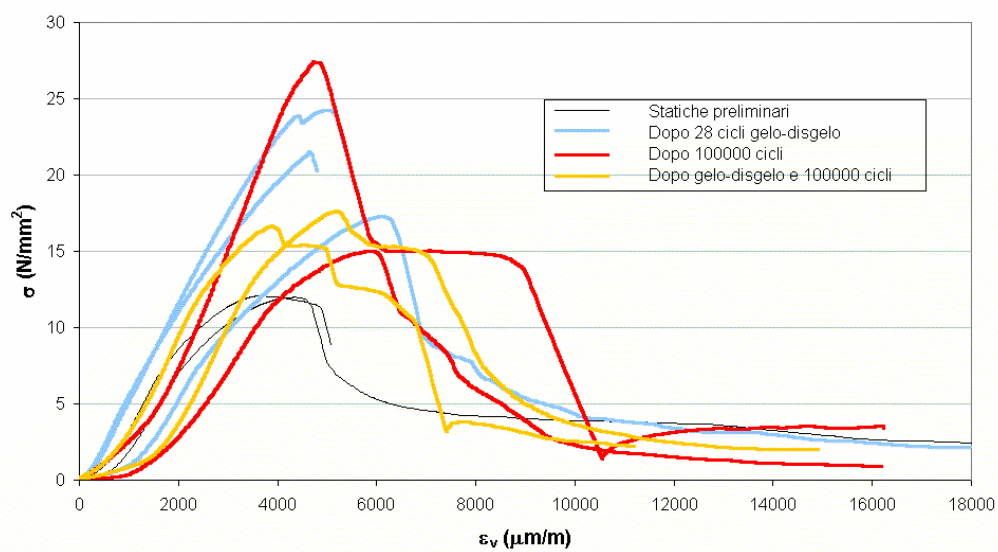


Figura 5.35 – Prove statiche serie DL

I campioni delle serie BL e DL che hanno superato integri la prova a fatica di 100000 cicli sono stati portati a rottura (curva rossa). I primi hanno registrato valori di resistenza statica nella media delle due prove preliminari, ma comportamento un po' più fragile, senza comunque cadute repentine di resistenza. I campioni della serie DL hanno invece dimostrato anche in questo caso un notevole aumento delle proprietà meccaniche e della fragilità del binomio.

Alcuni campioni delle serie CL e DL sono stati maggiormente sollecitati, perché sottoposti sia a gelo-disgelo sia a prova ciclica a fatica. Nella serie CL l'unico provino ha mantenuto un comportamento statico simile alla più debole delle prove preliminari. Nella serie DL si registra invece un buon aumento di resistenza ma minore fragilità rispetto agli analoghi sollecitati solo a prova ciclica.

5.2.5 Valutazione del degrado e previsione di rottura

In analogia a quanto descritto nei par. 2.2 e 2.4 del cap. 2, è stato calcolato un semplice indice di degrado D per i campioni misti sollecitati a prova ciclica, valutabile con la seguente relazione:

$$D = 1 - \frac{K_I}{K_F} \quad (5.6)$$

dove K_I rappresenta la rigidezza secante iniziale e K_F quella finale. Il degrado sarà massimo quando D è prossimo a 1, minimo con D tendente a zero. L'indice D può ovviamente essere valutato anche coi valori del modulo elastico anziché la rigidezza.

La tabella 5.13 mostra i bassi valori di degrado registrati nei provini delle serie BL e DL nelle prime prove cicliche. Il campione DL10 ha dimostrato un comportamento anomalo di incremento di rigidezza, non valutabile perciò attraverso tale indice.

Come analizzato con buoni esiti nel capitolo 3 per i provini omogenei dei singoli materiali, è stata valutata anche per i campioni eterogenei misti l'applicabilità della teoria di Park, Calzona e Dolara, secondo la quale il materiale sottoposto a carichi ciclici perviene a rottura nel momento in cui la curva a carico ciclico interseca il ramo discendente di quella statica (Park, 1990; Calzona and Dolara, 1996).

SERIE	PROV.	Cicli gelo	N cicli	E_I [N/mm ²]	E_F [N/mm ²]	K_I [N/mm]	K_F [N/mm]	D
AL	AL01	-	22380	4368	10	104377	2000	0.98
	AL05	-	53465	3274	224	86049	5798	0.93
BL	BL03	-	100000	4312	3765	98305	84781	0.14
	BL05	-	100000	5795	5055	140030	122160	0.13
	BL06	-	100000	4881	4588	96390	95462	0.01
	BL04	28	40993	4630	225	120273	5856	0.95
	BL08	75	365	6091	0	134360	0	1.00
	BL09	28	360	5246	430	120000	10000	0.92
CL	CL05	-	461	4603	250	120425	8000	0.93
	CL09	-	1223	5072	350	133484	8350	0.94
	CL10	-	15835	4387	399	109896	10000	0.91
	CL04	28	100000	4474	3935	107102	94199	0.12
	CL07	28	46622	5034	419	125733	10000	0.92
DL	DL03	-	1163	5120	103	139595	10	0.99
	DL05	-	100000	6352	4743	166000	124210	0.25
	DL06	-	100000	4263	4108	102570	93409	0.09
	DL09	28	100000	4785	4166	121899	106128	0.13
	DL10	28	100000	3929	5851	94040	135379	-

Tabella 5.13 – Indici di degrado

Se per i campioni di singolo materiale è stata riscontrata una buona convergenza fra enunciato teorico e risultati sperimentali, nel caso dei campioni misti laterizio-malta la grande eterogeneità di comportamento non ha sempre permesso di trovare un riscontro sperimentale chiaro. Tuttavia, come è possibile osservare nelle figure 5.36-5.39, la tendenza delle curve cicliche è soddisfacente perché, nella maggior parte dei casi, l'andamento deformativo dei campioni pervenuti a rottura ciclica è maggiore e più vicino al ramo discendente delle curve statiche, rispetto ai campioni che hanno terminato integri il test a fatica. Il problema principale risiede soprattutto nella precisione del punto di intersezione con le curve statiche, il cui andamento nei campioni misti è risultato spesso molto variabile: in particolare per il ramo discendente, che in taluni casi è stato “idealizzato” con una linea tratteggiata, corrispondente al tratto di softening per il comportamento fragile che i trasduttori non riescono a rilevare correttamente dopo il punto di rottura (la prova di compressione è stata effettuata a carico controllato e non a deformazione controllata).

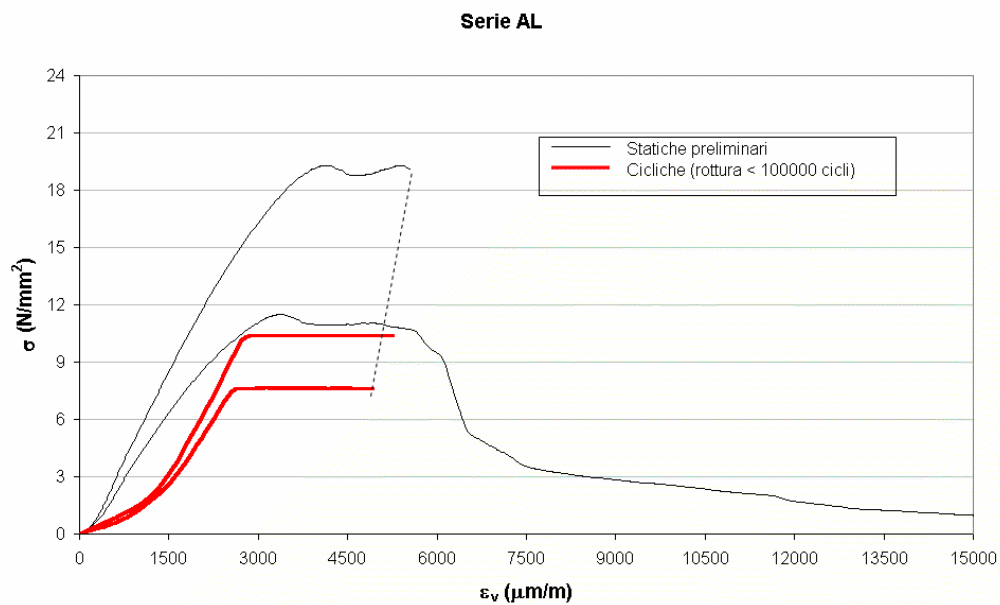


Figura 5.36 – Serie AL: confronto curve statiche e cicliche

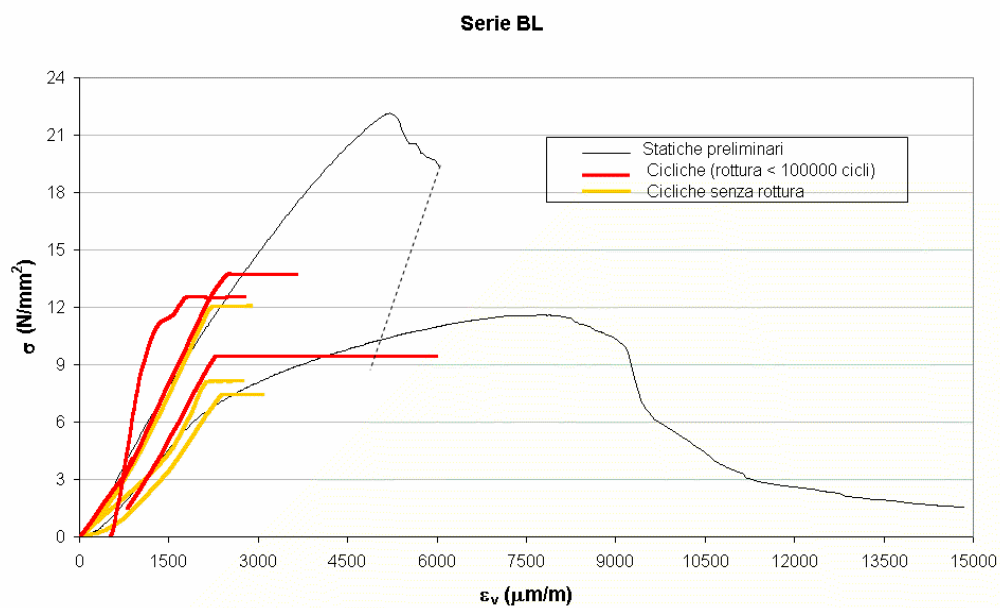


Figura 5.37 – Serie BL: confronto curve statiche e cicliche

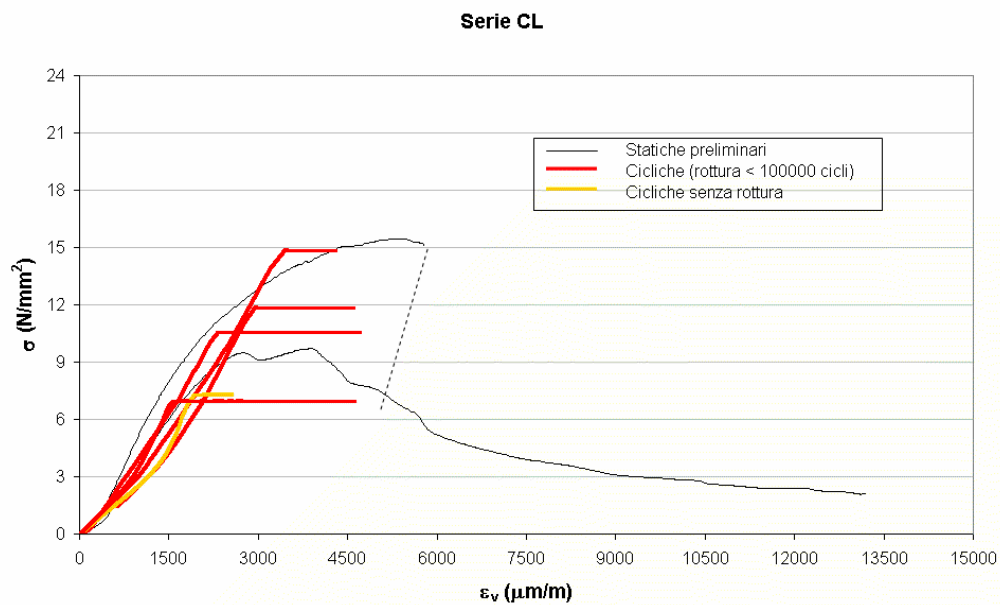


Figura 5.38 – Serie CL: confronto curve statiche e cicliche

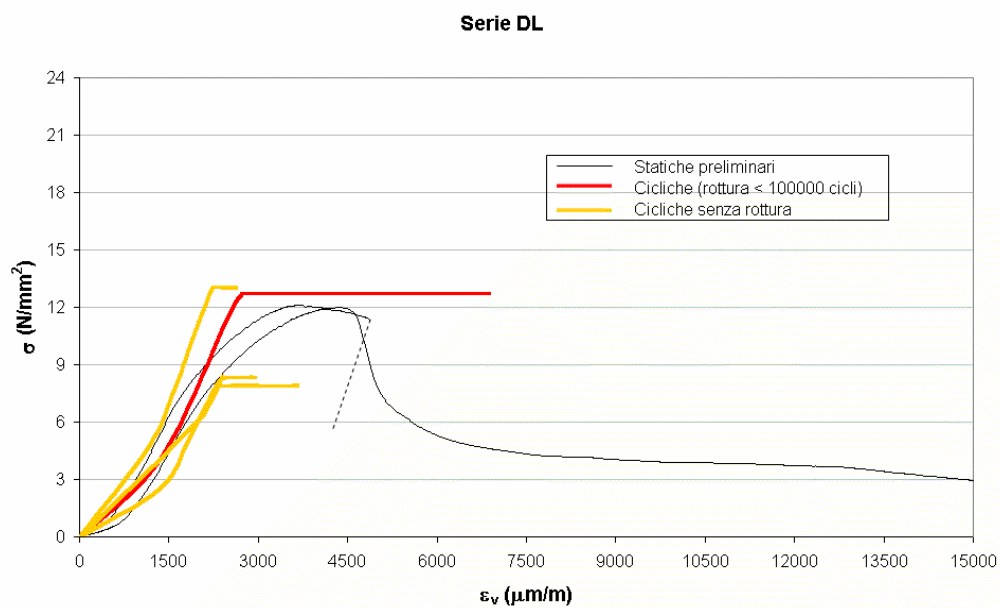


Figura 5.39 – Seria DL: confronto curve statiche e cicliche

5.3 Considerazioni finali

A sintesi dei molteplici dati sperimentali della campagna di prove, si riportano nella tabella 5.14 i principali risultati emersi dai test sui campioni misti, in particolare per le prove cicliche e di gelività, che forniscono interessanti indicazioni sul comportamento a fatica del binomio laterizio-malta.

La prima osservazione che viene alla luce riguarda il carico di rottura dei provini misti, il cui valore risulta più alto nelle combinazioni fra materiali con modulo elastico simile (serie AL e BL) rispetto a quelle in cui la malta ha un modulo elastico notevolmente superiore al laterizio storico (serie CL e DL). Anche se la tipologia del provino non è tale da poter simulare completamente il comportamento di un paramento murario, questi risultati sperimentali dovrebbero comunque far riflettere sull'effettiva convenienza di utilizzare malte con caratteristiche meccaniche notevolmente superiori alla muratura storica.

La prova di gelo-disgelo ha contribuito a caratterizzare maggiormente il comportamento e le problematiche dei materiali sottoposti a questo tipo di sollecitazione termica. Le serie AL e BL hanno dimostrato, in media, un decadimento delle prestazioni meccaniche; la serie BL è stata l'unica a possedere comunque un provino misto che ha resistito a ben 75 cicli di gelività. Molto più particolari e di difficile interpretazione sono le prestazioni delle serie CL e DL, le quali dopo i cicli di gelività hanno dimostrato un netto incremento della resistenza meccanica e ciclica, dovuto molto probabilmente a variazioni chimiche interne. Il notevole miglioramento statico non è comunque da giudicarsi positivamente poichè, oltre a generare un infragilimento del materiale, non offre sufficienti garanzie per la durabilità dell'intervento, la quale deve basarsi anche e soprattutto sulla costanza delle prestazioni dei materiali nel tempo. Prodotti che variano notevolmente, seppur positivamente, le proprie prestazioni nel tempo possono generare nuove incompatibilità con la struttura originaria.

Le prove cicliche, anche se eseguite su un ridotto numero di campioni, hanno testato la compatibilità o meno dei due materiali collaboranti, fornendo utili parametri di valutazione e confronto del comportamento a lungo termine dei diversi materiali consolidanti. La serie BL è stata indubbiamente la tipologia di campione che meglio ha resistito alle prove cicliche a fatica: tutti e 3 i provini hanno portato a termine la prova dei 100000 cicli, registrando la più bassa variazione di pendenza delle deformazioni nella fase II (*secondary creep rate* $\partial\epsilon_v/\partial n$). Segue poi la serie DL, anch'essa dimostratasi efficiente a lungo termine con un basso valore di $\partial\epsilon_v/\partial n$, seppur confezionata con una malta dalle caratteristiche meccaniche notevolmente superiori al laterizio. I campioni misti confezionati con la malta A hanno resistito ad un minor numero di cicli, ma sono stati caratterizzati da rotture

di tipo fragile e improvvise e perciò hanno registrato un incremento delle deformazioni meno accentuato rispetto alla malta D, con un valore di $\partial\varepsilon_v/\partial n$ più basso. Il comportamento della serie AL è comunque meno soddisfacente per il minor numero di cicli a cui ha resistito.

Serie AL													
Prova	P (KN)	% P	σ_{\max} N/mm ²	% σ	% E	% K	Gelo	N	$\partial\varepsilon_v/\partial n$	Creep	ε_v L resid.	ε_v M resid.	ε_v LM resid.
PSP	81.26		15.40										
PSG28	78.61	-3.3	15.88	+3.1			F D D	28					
PSG25	63.76	-21.5	13.13	-14.7	-29.7	-29.6	D	25					
PC								37923	0.02337	no	3378	302	2040
Serie BL													
PSP	80.41		16.89										
PSG28	71.40	-11.2	13.88	-17.8			F F I I	28					
PSG25					-14.2	-14.2	F	75					
PC	79.61	-1.0	16.50	-2.3	-10.5	-9.7		100000	0.00373	no	667	-44	312
PCG28								13906	4.75300	no	6920	1675	4297
Serie CL													
PSP	58.88		12.58										
PSG28	76.35	+29.7	14.88	+18.2			I I I I	28					
PSG25					-14.9	-15.9	FD	25					
PC								5840	2.58000	si	782	843	813
PCG28	54.62	-7.2	11.13	-11.5	-9.5	-9.5		73311	0.01134	si	-266	3038	1386
Serie DL													
PSP	59.48		12.04										
PSG28	118.3	+98.9	22.87	+89.9			I I I I	28					
PSG25	80.84	+35.9	17.27	+43.4	-32.4	-32.7	D	25					
PC	110.0	+84.9	20.63	+71.4	-9.5	-9.5		67054	0.15964	no	852	65	459
PCG28	85.84	+44.3	17.13	+42.3				100000	0.00693	no	1673	1729	1701
Legenda:													
PSP: Prove Statiche Preliminari													
PSG28: Prove Statiche dopo Gelo-disgelo (28 cicli)													
PSG25: Prove Statiche dopo Gelo-disgelo lunga durata (steps di 25 cicli)													
PC: Prove Cicliche													
PCG28: Prove Cicliche dopo 28 cicli Gelo-disgelo													
F: Fessurato													
D: Distacco all'interfaccia													
I: Integro													

Tabella 5.14 – Sintesi risultati sperimentazione su provini misti

La serie CL, costituita da una malta con alte prestazioni meccaniche simili alla D, ha registrato tuttavia, a differenza della serie DL, uno scarso comportamento a fatica, resistendo in media solo circa 6000 cicli e registrando un altissimo valore di $\partial \varepsilon_v / \partial n$.

I giudizi di comportamento a fatica delle malte C e D possono totalmente cambiare se si prendono in riferimento le prove cicliche effettuate sui campioni misti precedentemente sollecitati al gelo-disgelo. La serie CL, in particolare, arriva ad avere un numero medio di cicli di resistenza ben 11 volte superiore (73000), con un basso valore di $\partial \varepsilon_v / \partial n$ dello stesso ordine di grandezza della serie BL. Anche la malta D dimostra un incremento di resistenza a fatica (tutti i provini hanno resistito ai 100000 cicli) e un decremento significativo della variazione di pendenza delle deformazioni. Le notevoli variazioni di prestazioni dopo le fasi di gelività vanno comunque a discapito della duttilità di comportamento, aumentando molto il carattere fragile del binomio.

Da notare come solo la serie BL, dopo la sollecitazione di gelo-disgelo, ha fatto registrare alti valori di $\partial \varepsilon_v / \partial n$, dovuti a una ormai scarsa collaborazione fra i due materiali seriamente degradati dal gelo, mentre i campioni con la malte C e D hanno notevolmente migliorato tale parametro.

Il monitoraggio dell'andamento dell'inclinazione del piano dei carichi (angolo α) sul campione misto conferma le conclusioni appena evidenziate per ogni serie e, in particolare, permette di rilevare, a meno di particolari assestamenti dovuti a meccanismi di fessurazione, la presenza o meno di fluage nella malta. Soltanto la malta C è stata interessata dal fenomeno, reso evidente anche dall'alto valore delle deformazioni residue non più restituite registrate durante la sollecitazione ciclica. Tali valori risultano bassi per le serie BL e DL, tranne che per i campioni precedentemente sollecitati a gelo-disgelo, i quali, anche dimostrando una maggiore resistenza ciclica, risultano comunque caratterizzati da più elevate deformazioni non restituite.

Capitolo 6

Conclusioni

6.1 Obiettivi raggiunti

Nonostante il largo impiego e la grande varietà di prodotti consolidanti sul mercato, a tutt'oggi manca un riferimento valido a procedure sperimentali normalizzate che forniscano criteri di valutazione dell'efficacia del prodotto nel tempo. Infatti la maggioranza di tali prodotti, pur avendo alte prestazioni, presenta spesso delle incognite sul comportamento a lungo termine, soprattutto quando applicati a strutture murarie storiche degradate, il cui comportamento meccanico è spesso di difficile analisi e valutabile caso per caso.

Esiste ancora poca chiarezza tecnica, concettuale e culturale sull'impiego di materiali moderni nelle costruzioni antiche. Spesso si procede ad interventi su murature storiche con i criteri delle moderne tecnologie e dei nuovi materiali, modellando gli edifici secondo schemi resistenti che non sono propri di strutture costruite in tempi diversi, dando luogo a comportamenti ibridi difficilmente prevedibili, e perciò incapaci di controllarne l'efficacia e la durabilità.

Scopo di questa ricerca è l'elaborazione e il perfezionamento di una metodologia sperimentale da utilizzare in laboratorio come fase preliminare per pre-qualificare le malte consolidanti, al fine di darne un giudizio sul comportamento e sull'affinità a lungo termine, quando applicate alle murature storiche. Seppure appartenenti allo stesso settore di intervento, sono stati scelti prodotti dalle diverse finalità con l'intenzione di tarare la metodologia di prova e mettere in risalto le differenze di prestazione.

Attraverso un approfondito studio bibliografico sulle principali tecniche di consolidamento, sulle problematiche di durabilità, emerse nel corso degli ultimi

anni nelle applicazioni sul patrimonio storico italiano, nonché sulle più recenti ricerche universitarie per meglio comprendere l'efficacia degli interventi e le caratteristiche a lungo termine dei materiali, è stato possibile impostare la campagna sperimentale a tutto campo, prendendo in considerazione le diverse tipologie di sollecitazione che nella realtà e nell'esperienza pratica di cantiere possono mettere a dura prova la compatibilità dei materiali. Una parte importante è stata dedicata all'esecuzione di nuove prove cicliche, con nuovi criteri di analisi e monitoraggio, che hanno permesso di integrare i già molteplici risultati di precedenti campagne sperimentali (Ragazzoni, 1999; Grazzini, 2001; Crotti, 2001; Viarengo, 2002), alla cui luce è ora possibile avere una visione più completa dei fenomeni di fatica che mettono in crisi il binomio laterizio storico-malta. Parallelamente è stata posta particolare attenzione alle problematiche termigrometriche, spesso non studiate in modo esauriente ma che con ugual peso possono compromettere la validità degli interventi di consolidamento. La serie di prove sui singoli materiali e i cicli di gelo-disgelo sui campioni misti hanno rappresentato un innovativo aspetto di indagine della durabilità, confermando l'importanza e il peso che anche questo tipo di sollecitazioni termiche hanno sul sistema murario.

Nel corso delle sperimentazioni di questi anni, presso il Laboratorio Prove non Distruttive, è stato così possibile costruire un ampio bagaglio di informazioni tecniche disponibile per le fasi di pre-qualificazione delle malte consolidanti, e per una migliore comprensione delle problematiche legate alla compatibilità strutturale e al decadimento delle prestazioni a lungo termine.

6.2 Valutazioni finali

La metodologia impiegata in questa sperimentazione ha permesso di individuare alcuni parametri chiave per l'interpretazione del comportamento a lungo termine delle malte consolidanti, valutando il grado di interazione meccanica con la struttura in laterizio storico su cui sono applicate.

Precedenti campagne sperimentali (Grazzini, 2001; Crotti, 2001) avevano fornito prime indicazioni sulla compatibilità in presenza di sollecitazioni cicliche di medio valore (35% del carico statico), senza far pervenire il campione al suo limite di rottura, e con l'ausilio di un parametro, l'angolo α (ved. cap. 5), il cui andamento è a volte influenzato dai diversi meccanismi di fessurazione (fra i due materiali) che possono interagire con l'analisi del fluage nella malta.

Alcune sperimentazioni hanno altresì cercato di costruire un parametro atto a valutare la durabilità a fatica di una malta, in funzione del numero di cicli a cui hanno resistito i singoli materiali (laterizio e malta) e quello del provino misto da loro composto (Ragazzoni, 1999). Il grado di precisione di tale parametro si è rivelato spesso poco soddisfacente, a causa dell'elevata eterogeneità del laterizio e della necessità di prolungare notevolmente la durata delle prove cicliche fino a rottura. Se da un lato le prove sui singoli materiali sono fondamentali per conoscere le rispettive caratteristiche meccaniche, dall'altro la complessità della composizione di due materiali diversi e delle prestazioni a lungo termine del loro binomio è tale da non poter essere idealizzata e predetta con la sola combinazione analitica delle caratteristiche a fatica dei singoli componenti.

Nel presente lavoro è stata dimostrata la fondamentale importanza delle sperimentazioni sul binomio fra i due materiali, il cui comportamento a lungo termine può spesso rappresentare un'incognita difficilmente prevedibile con una sola formulazione analitica.

Il monitoraggio costante delle deformazioni orizzontali e volumetriche durante le prove cicliche sui campioni misti ha rappresentato la novità principale nella già collaudata tipologia di prova. Il loro andamento si è rivelato molto sensibile ai primi segni di cedimento della collaborazione fra i due materiali, permettendo una migliore interpretazione dei meccanismi di collasso, nonché di perfezionare notevolmente il grado di valutazione da dare al prodotto.

Allo stesso modo, la semplice formulazione analitica costruita sulla variazione di pendenza della fase II delle deformazioni verticali, in accordo con teorie di diversi autori, ha dimostrato di possedere la stessa sensibilità e precisione della deformazione volumetrica, fornendo il numero di cicli in cui la collaborazione fra i due materiali inizia a entrare in crisi, senza necessariamente corrispondere alla rottura del campione. Questo rappresenta un notevole passo avanti nell'analisi delle prove cicliche perché, a differenza di precedenti sperimentazioni in cui soltanto il numero di cicli a fine prova rappresentava il parametro base su cui costruire un primo giudizio di validità del prodotto, la nuova metodologia di indagine ha permesso di cogliere in anticipo i primi segni di anomalia nella collaborazione fra i due materiali, raffinando ulteriormente la procedura di validazione. Eseguendo un certo numero di cicli sul materiale, fino a portarlo alla fase in cui le deformazioni crescono a velocità costante, è così possibile predire la vita a fatica con un buon grado di approssimazione, senza l'esecuzione di prove a fatica molto lunghe.

La severità delle prove di gelo-disgelo ha, infine, contribuito a integrare il giudizio sulle prestazioni a lungo termine dei materiali, mettendo in luce aspetti finora trascurati in questi studi. In particolare rimangono da approfondire le cause per cui le malte C e D hanno registrato notevoli aumenti di resistenza statica e

ciclica dopo la sollecitazione di gelività, forse dovuti a cambiamenti chimici interni, la cui natura necessita di ulteriori studi. L'eterogeneità di questi primi risultati deve far riflettere sulle scelte dei materiali da impiegare nel consolidamento strutturale, poiché non sempre se ne conoscono a fondo le prestazioni a lungo termine, che a volte possono riservare sorprese e risultati inattesi. Come dimostrato dai confronti tra le curve statiche, la gelività contribuisce a rendere il binomio più fragile, e i notevoli aumenti di resistenza non sono comunque da giudicarsi positivamente, poiché non offrono sufficienti garanzie di durabilità. Ogni intervento deve basarsi anche e soprattutto sulla costanza delle prestazioni dei materiali nel tempo: prodotti che variano notevolmente le proprie caratteristiche meccaniche possono generare nuove incompatibilità con la struttura originaria.

La ricerca ha dato conferma, in analogia a quanto enunciato da diversi autori, dell'importanza che l'analisi dell'evoluzione nel tempo delle caratteristiche deformative, influenzate dalle condizioni di carico e da quelle ambientali, può esplicare nello studio del comportamento a fatica delle strutture murarie e dei materiali che le compongono.

L'eterogeneità di alcuni risultati è sicuramente un aspetto da non sottovalutare. Il ridotto numero di provini testati non ha offerto una conferma statistica dell'andamento un po' anomalo di alcuni valori sperimentali, che tuttavia risulta frequente in questo tipo di ricerca per la presenza del laterizio storico. Sperimentazioni future dovranno tenere conto di tale dispersione di risultati e prevedere un numero più alto di provini, al fine di costruire maggiore certezza statistica attorno ad alcuni esiti sperimentali. Fra tutti spicca il notevole aumento di resistenza di alcune malte dopo mesi dalla maturazione e dopo le prove di gelività.

Ulteriori approfondimenti meritano anche le procedure di previsione del carico di rottura per i campioni misti: la sola media delle poche prove statiche preliminari non rappresenta una base sufficientemente sicura per tarare la percentuale del livello di carico da applicare nel test ciclico, col rischio di sollecitare i campioni a livello più alti o più bassi. L'eterogeneità di comportamento di un laterizio storico è tale che ogni provino misto, seppur confezionato con le medesime modalità, dimostra spesso una "propria storia", diversa dalla media dei campioni con la stessa tipologia di malta. La procedura di classificazione di resistenza basata sul valore del modulo elastico secante, calcolato per ogni provino, ha permesso, nella maggior parte dei casi, di pervenire ad una corretta previsione del carico di rottura, dividendo i campioni in classi di resistenza. Tuttavia alcuni provini misti hanno disatteso le previsioni, resistendo meno o più a lungo del previsto. Sarebbe perciò

interessante sviluppare e perfezionare procedure di previsione ancora più raffinate, che siano sensibili all'eterogeneità del singolo provino.

L'apparato di misurazione dei campioni misti, progettato appositamente per il monitoraggio delle deformazioni volumetriche, si è dimostrato sufficientemente valido, anche se necessita di alcuni perfezionamenti. In particolare occorre migliorare la precisione di lettura dei trasduttori verticali applicati direttamente sui materiali, poiché le prime fessurazioni o le sollecitazioni di gelività possono danneggiare i perni di appoggio e compromettere la lettura.

La scelta di continuare a testare diverse tipologie di laterizio storico si rivela di particolare interesse, al fine di comprendere approfonditamente il comportamento meccanico del materiale più comune nel patrimonio storico e dalle prestazioni spesso eterogenee. I diversi valori di resistenza statica e ciclica, riscontrati nel corso delle sperimentazioni, devono far riflettere sulla necessità di operare sempre maggiori prove in laboratorio, per valutare caso per caso le caratteristiche della muratura e del prodotto consolidante ad essa più consono. Infatti ogni giudizio di validità costruito con tale metodologia non è mai assoluto, bensì funzione delle prestazioni meccaniche del supporto murario su cui si interviene.

In base ai risultati conseguiti nel corso della sperimentazione, le malte B e D hanno dimostrato nell'insieme un comportamento soddisfacente nel binomio col laterizio storico della Reggia di Venaria Reale.

Bibliografia

Albertazzi, A., Tenaglia, A. (1992) La determinazione dell'espansione per umidità dei laterizi. **Costruire in Laterizio**, 27, 238-242.

Anzani, A., Binda, L., Mirabella Roberti, G. (2000) The effect of heavy persistent actions into the behaviour of ancient masonry. **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, 33, 251-261.

Award, M.E., Hilsdorf, H.K. (1973) Strength and deformation characteristics of plain concrete subjected to high repeated and sustained loads. **Abeles Symposium Fatigue of Concrete – American Concrete Institute**, 41, 1-13.

Baratta, A., Bernardini, A., Dolce M., Goretti, A., Masi, A., Zuccaro, G. (1997) Danneggiamento degli edifici indotto dagli eventi sismici successivi al 26 settembre in Umbria e Marche. **Ingegneria Sismica**, n.3 annoXIV, 31-56.

Barbi, L., Briccoli Bati, S., Ranocchiali, G. (1993) Il comportamento meccanico dei laterizi di nuova e antica produzione. **Costruire in Laterizio**, 36, 544-549.

Barbi, L., Briccoli Bati, S., Ranocchiali, G. (1994) Comportamento meccanico di laterizi di antica produzione. **Costruire in Laterizio**, 39, 244-250.

Benedetti, D., Binda, L., Carabelli, F. (1982) **Comportamento Statico e Sismico delle Strutture Murarie**. CLUP, Torino, Italia.

Binda, L., Anti, L. (1990) Prestazione e tempo di vita utile dei materiali porosi. **Costruire in Laterizio**, 13, 38-46.

Binda, L., Anzani, A., Gioda, G. (1991) An analysis of the time-dependent behaviour of masonry walls. **9th International Brick/Block Masonry Conference, Berlin**, 2, 1058-1067.

Binda, L., Baronio, G. (1985) Physico-mechanical characteristics and durability of bricks from some monuments in Milan. **Masonry International**, 4, 29-35.

Binda, L., Baronio, G. (1989) Performance of masonry prism repaired by grouting under various environmental conditions. **Masonry International**, 2, 74-79.

Binda, L., Fontana, A., Anti, L. (1991) Load transfer in multiple leaf masonry walls. **9th International Brick/Block Masonry Conference, Berlin**, 3, 1488-1497.

Binda, L., Saisi, A. (2002) Conservazione degli edifici: il miglioramento strutturale e la compatibilità tra i materiali e la struttura originaria. **L'Edilizia**, 2, 34-41.

Bocca, P., Carpinteri, A., Valente, S. (1988) On the applicability of fracture mechanics to masonry. **8th International Brick and Block Masonry Conference. Dublin**, 1027-1039.

Bocca, P., Grazzini, A., Antonaci, P. (2004) Valutazione a fatica dei laterizi di nuova produzione. **L'industria dei laterizi**, 86, 112-118.

Bocca, P., Grazzini, A. (2004) Long term mechanical interaction between strengthening material and pre-existing structures. **Proceedings of the First International Conference on Innovative Materials and Technologies for Construction and Restoration, Lecce**, 2, 176-190.

Briccoli Bati, S., Ranocchiali, G., Rovero, L. (1999) A micromechanical model for linear homogenization of brick masonry. **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, 32, 22-30.

Brooks, J.J., (1990) Composite modelling of masonry deformation. **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, 23, 241-251.

Brooks, J.J., Abu Bakar, B.H. (2004) Shrinkage and creep of masonry mortar. **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, 37, 177-183.

Buyukozturk, O., Tseng, T. (1984) Concrete in biaxial cyclic compression. **Journal of Structural Engineering**, 110, 461-476.

Byong, Y.B., Cheng-Tzu, T.H. (1998) Stress-strain behaviour of concrete under cyclic loading. **ACI Materials Journal**, 95, 178-193.

Calzona, R., Dolara, E. (1996) Fatica e decadimento delle strutture sottoposte ad azioni cicliche. **Università degli Studi di Roma "La Sapienza". Facoltà di Ingegneria**. Esagrafica, Roma, Italia.

Carpinteri, A. (1992) **Scienza delle costruzioni 1**. Pitagora, Bologna, Italia.

Carpinteri A. (1992) **Meccanica dei materiali e della frattura**. Pitagora, Bologna, Italia.

Carpinteri, A., Bocca, P. (1992) **Danneggiamento e diagnosi di materiali e strutture**. Pitagora, Bologna, Italia.

Carpinteri, A., Lacidogna, G. (2003) Damage diagnostic in concrete and masonry structures by acoustic emission technique. **Facta Universitatis**, 13, 755-764.

Coleca, L., De Vecchi, A. (1983) **Tecnologia di Consolidamento delle Strutture Murarie**. Flaccovio, Palermo, Italia.

Colleparidi, M. (1989) Il degrado chimico causato dal restauro delle murature degli edifici storici. **L'Edilizia e l'Industrializzazione**, 11, 575-584.

Collins, A.R. (1944) The destruction of concrete by frost. **Journal of Institute of Civil Engineers**, 23, 29-41.

Contini, P., Debernardi, P.G., De Stefano, A., Sabia, D. (1994) Valutazione del danneggiamento locale per azioni cicliche di una muratura consolidata. **Atti del 23° Convegno Nazionale AIAS**, 863-872.

Crotti, M. (2001) Valutazione del comportamento a lungo termine delle malte consolidanti applicate a strutture in laterizio. In **Tesi di Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture**, Politecnico di Torino, Italia.

Defez, A. (1990) **Il consolidamento degli edifici**. Liguori, Milano, Italia.

Del Piero, G. (1983) Il consolidamento delle costruzioni. **Collana di Ingegneria Strutturale n.1 – Istituto di Meccanica Teorica e Applicata – Università di Udine**, Italia.

Ding, D. (1997) Studies on brick masonry under compression. **Materials and Structures**, 30, 247-252.

Diotallevi, P., Zarri, F. (1992) Comportamento sismico di un modello fabbricato in mattoni e consolidato con iniezioni cementizie. **Costruire in Laterizio**, 27, 243-249.

Dyduch, K., Szerszen, M., Destrebecq, J.F. (1994) Experimental investigation of the fatigue strength of plain concrete under high compressive loading. **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, 27, 505-509.

GangaRao, H.V.S., Lopez-Anido, R., Luciano, R. (1994) Study of structural deterioration using a unified damage mechanics model. **Atti del 23° Convegno Nazionale AIAS**, 959-970.

Garavaglia, E., Lubelli, B., Binda, L. (2002) Two different stochastic approaches modelling the decay process of masonry surfaces over time. **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, 35, 246-256.

Garavaglia, E., Anzani, A., Binda, L. (2004) A probabilistic model for the assessment of historic buildings under permanent loading. **Proceedings of SAHC “Structural Analysis of Historical Constructions”, Padova**, 10-13 November 2004, 1, 589-596.

Garavini, C. (1990) L'intervento sul patrimonio monumentale esposto al rischio sismico. **Costruire in Laterizio**, 16, 267-271.

Grazzini, A. (2001) Compatibilità strutturale fra materiali di consolidamento e materiali originari. In **Tesi di Laurea in Ingegneria Edile**, Politecnico di Torino, Italia.

Gucci, N., Barsotti, R. (1997) Determinazione in situ della capacità portante della malta. **Costruire in Laterizio**, 60, 454-459.

Jernberg, P., Sjostrom, C., Lacasse, M.A. (1997) Prediction of service life of building materials and components. **Materials and structures**, suppl., 22-25.

Jordaan, I.J., England, G.I., Khalifa, M.M.A. (1977) Creep of concrete: a consistent engineering approach. **Journal of the Structural Division**, 103, 475-491.

Krajcinovic, D. (1996) **Damage mechanics**. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands.

Lee, J.S., Pande, G.N., Kraly, B. (1998) A comparative study on the approximate analysis of masonry structures. **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, 31, 473-479.

Lourenço, P.B. (2004) Analysis and restoration of ancient masonry structures. Guidelines and Examples. **Proceedings of the First International Conference on Innovative Materials and Technologies for Construction and Restoration (Lecce)**, 1, 23-41.

Mazars, J. (1984) Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non-linéaire et à la rupture du béton de structure. **Thèse de Doctorat d'Etat, Université de Paris**.

Mazars, J., Pijaudier-Cabot, G. (1989) Continuum damage theory: application to concrete. **Journal of Engineering Mechanics**, 115, 345-365.

Minh-Tan Do, Chaallal, O., Aitcin, P.C. (1993) Fatigue behaviour of high-performance concrete. **Journal of Materials Civil Engineering ASCE**, 5, 96-111.

Nappi, A., Papa, E. (1990) Modelli di danneggiamento per murature: studio numerico e verifica sperimentale attraverso prove su pannelli murari miniaturizzati. **Congresso AIMETA, Pisa**.

Nappi, A., Papa, E. (1995), A test ring for application of biaxial cyclic loads to structural models. **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, 28, 229-307.

Offenstein, F. (1985) **Compatibilità dei Materiali**. Utet, Torino, Italia.

Olivito, R.S., Stumpo, P. (2001) Fracture mechanics in the characterisation of brick masonry structures. **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, 34, 217-223.

Olivito, R.S., Stumpo, P. (2003) Studio della resistenza a lungo termine di materiali strutturali. **Atti del 32° Convegno Nazionale AIAS**, 381-382.

Olivito, R.S. (2003) **Statica e stabilità delle costruzioni murarie**. Pitagora, Bologna, Italia.

Papa, E. (1990) Sulla meccanica del danneggiamento con particolare riferimento alle murature. **Tesi di dottorato, Politecnico di Milano**.

Papa, E., Nappi, A. (1993) A numerical approach for the analysis of masonry structures. **Masonry International**, 1, 18-24.

Papa, E. (1996) A unilateral damage model for masonry based on a homogenisation procedure. **Mechanics of cohesive-frictional materials**, 1, 349-366.

Papa, E., Taliercio, A. (1992) Un modello di danneggiamento per il calcestruzzo applicato all'interpretazione di prove cicliche. **Atti Congresso AIMETA, Trento**, Meccanica dei Solidi e delle Strutture, 443-448.

Papa, E., Taliercio, A. (1995) Un modello di danneggiamento anisotropo per il calcestruzzo soggetto a carichi ciclici pluriassiali: formulazione teorica e validazione sperimentale. **Atti Congresso AIMETA, Napoli**, Meccanica Generale e Meccanica dei solidi, 5, 141-146.

Papa, E., Taliercio, A. (1998) Triaxial creep behaviour of plain concrete at high stress: A survey of theoretical models. **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, 31, 487-493.

Papa, E., Taliercio, A. (1998) Anisotropic damage model for the creep behaviour of plain concrete. **Damage Mechanics in Engineering Materials**, 337-350. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands.

Park, Y.J. (1990) Fatigue of concrete under random loadings. **Journal of Structural Engineering**, November 1990, 3228-3235.

Pauri, M.G., Stazi, A., Mastrosanti, F., D'Orazio, M. (1995) Il degrado delle murature negli edifici storici: un caso di studio. **Costruire in Laterizio**, 46, 306-309.

Pistone, G., Roccati, R. (1991) Mechanical characteristics of masonry rebuilt with ancient bricks and fresh mortars, **9th International Brick/Block Masonry Conference, Berlin**, 3, 1473-1480.

Ragazzoni, L. (1999) Sulla valutazione della durabilità dei materiali per il consolidamento delle murature. In **Tesi di Laurea in Ingegneria Edile**, Politecnico di Torino, Italia.

Rao, K. V. M., Reddy Venkatarama, B. V., Jagadish, K. S. (1996), Flexural bond strength of masonry using various blocks and mortars. **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, 29, 119-124.

Resende, L., Martin, J.B. (1984) A progressive damage “continuum” model for granular materials. **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**, 42, 1-18.

Rilem TC 127-MS: Test for masonry materials and structures – MS-B.4 (1996) Determination of shear strength index for masonry unit/mortar junction. **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, 29, 459-457.

Rilem TC 140-MS: Prediction of service life of building materials and components (1997) – State of art report **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, march 1997, 22-25.

Ronca, P., Franchi, A., Crespi, P. (2004) Structural failure of historic buildings: masonry fatigue tests for an interpretation model. **Proceedings of SAHC “Structural Analysis of Historical Constructions”, Padova**, 10-13 November 2004, 1, 273-279.

Russo Spena, F., Sangiuliano, C., Sparacio, F. e R. (1995) Consolidamento di strutture in muratura con tecniche e materiali innovativi. **Costruire in Laterizio**, 45, 214-219.

Saisi, A., Binda, L., Valluzzi, M.R., Modena, C. (2004) Creep behaviour of brick masonry panels strengthened by the bed joints reinforcement technique using CFRP thin strips. **Proceedings of SAHC "Structural Analysis of Historical Constructions"**, Padova, 10-13 November 2004, 2, 837-846.

Shrive, N.G., Sayed-Ahmed, E.Y., Tilleman, D. (1997) Creep analysis of clay masonry assemblages. **Canadian Journal Civil Engineers**, 24, 367-379.

Silano, K. (2002) Analisi e valutazione delle caratteristiche di durabilità dei materiali negli interventi di consolidamento delle murature storiche. In **Tesi di Laurea in Ingegneria Edile**, Politecnico di Torino, Italia.

Sinha, B.P., Gerstle, K.H., Tulin, L.G. (1964) Stress-strain relations for concrete under cyclic loading. **Journal of the American Concrete Institute**, February 1964, 195-211.

Sorace, S. (1996) Long-term tensile and bending strength of natural building stones. **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, 29, 426-435.

Surendra, P.S., Sushil, C. (1970) Fracture of concrete subjected to cyclic and sustained loading. **Proceedings American Concrete Institute**, 67, 816-825.

Taliercio, A., Gobbi, E. (1996) Experimental investigation on the triaxial fatigue behaviour of plain concrete. **Magazine of Concrete Research**, 48, 157-172.

Taliercio, A., Gobbi, E. (1997) Effect of elevated triaxial cyclic and constant loads on the mechanical properties of plain concrete. **Magazine of Concrete Research**, 49, 353-365.

Taliercio, A., Gobbi, E. (1998) Fatigue life and change in mechanical properties of plain concrete under triaxial deviatoric cycles stress. **Magazine of Concrete Research**, 50, 247-255.

Tassios, T.P. (1988) **Meccanica delle murature**. Liguori, Italia.

Tubi, N., Cantoni, F., Fantucci, A. (1992) Influenza delle sollecitazioni cicliche di breve durata sulle prestazioni meccaniche delle murature. **Costruire in Laterizio**, 28, 328-335.

UNI 6556. Prove sui calcestruzzi. Determinazione del modulo elastico secante a compressione.

UNI 8942 – 3° parte (1986) Prodotti di laterizio per murature. Metodi di prova.

UNI 7087 (2002) Determinazione della resistenza al degrado per cicli di gelo e disgelo.

UNI EN 772-7 (2000) Metodi di prova per elementi di muratura. Determinazione dell'assorbimento d'acqua di strati impermeabili all'umidità di elementi di muratura di laterizio mediante bollitura in acqua.

UNI EN 772-11 (2001) Metodi di prova per elementi di muratura. Determinazione dell'assorbimento d'acqua degli elementi di calcestruzzo, di materiale lapideo agglomerato e naturale dovuta alla capillarità ed al tasso iniziale di assorbimento d'acqua degli elementi di muratura di laterizio.

UNI EN 1015-11 (2001) Metodi di prova per malte per opere murarie. Determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita.

UNI EN 1015-12 (2002) Metodi di prova per malte per opere murarie. Determinazione dell'aderenza al supporto di malte da intonaco esterno ed interno.

UNI EN 1015-18 (2004) Metodi di prova per malte per opere murarie. Determinazione del coefficiente di assorbimento d'acqua per capillarità della malta indurita.

UNI EN 12371 (2001) Natural stone test methods. Determination of frost resistance.

UNI EN 1770 (2000) Prodotti e sistemi per la protezione e riparazione delle strutture di calcestruzzo. Metodi di prova. Determinazione del coefficiente di dilatazione termica.

Vacchiano, C.D., Scarfato, P., Incarnato, L., Acierno, D. (2004) Compatibility of repair material with tuff-stone masonries in Salerno's historic centre. **Proceedings of the First International Conference on Innovative Materials and Technologies for Construction and Restoration**, Lecce, 2, 3-9.

Valluzzi, M.R., Binda, L., Modena, C. (2002) Experimental and analytical studies for the choice of repair techniques applied to historic buildings. **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, 35, 285-292.

Valluzzi, M.R., Da Porto, F., Modena, C. (2002) Miscele da iniezione. **L'Edilizia**, 2, 72-77.

Valluzzi, M.R., Da Porto, F., Modena, C. (2004) Behaviour and modelling of strengthened three-leaf stone masonry walls. **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, 37, 184-192.

Venu Madhava Rao, K., Venkatarama Reddy, B.V., Jagadish, K.S. (1997) Strength characteristics of stone masonry. **Materiaux et Constructions / Materials and structures**, 30, 233-237.

Viarengo, L. (2002) Studio comparativo delle deformazioni permanenti dei componenti delle strutture murarie. In **Tesi di Laurea in Ingegneria Edile**, Politecnico di Torino, Italia.

Wessman, L. (1997) Studies on the frost resistance of natural stone. In **Tesi di Laurea**, Lund University, Lund Institute of Technology, Sweden.

Zago, F., Riva, G. (1981) Proprietà fisico-meccaniche dei mattoni e comportamento della muratura del centro storico di Venezia. Parte prima: il mattone. In **Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni, Facoltà di Architettura di Venezia**, Italia.

Zago, F., Riva, G. (1982) Proprietà fisico-meccaniche dei mattoni e comportamento della muratura del centro storico di Venezia. Parte seconda: la muratura. In **Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni, Facoltà di Architettura di Venezia**, Italia.

Zarri, F. (1992) Consolidamento delle murature di edifici antichi mediante iniezioni di malta. **Costruire in Laterizio**, 25, 63-69.

Zarri, F. (1993) Comportamento sismico di un modello consolidato con iniezioni cementizie. **Costruire in Laterizio**, 32, 63-69.